UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE

INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL

"Desempeño Sísmico de un Edificio de 14 pisos con Disipadores de Energía en la ciudad de Tumbes - 2018"

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:
Giancarlos Martin Casana Marino

Asesor:
Ing. Gonzalo Hugo Díaz García

Trujillo – Perú
2018

APROBACIÓN DE LA TESIS

El asesor y los miembros del jurado evaluador asignado, ***APRUEBAN*** *la tesis desarrollada por el Bachiller Giancarlos Martin Casana Marino:*

"DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 14 PISOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA EN LA CIUDAD DE TUMBES - 2018"

_____
Mg. Ing. Gonzalo Hugo Díaz García
ASESOR

_____
Mg. Ing. Julio Valeriano Murga
JURADO

_____
Mg. Ing. Juan Agreda Barbarán
JURADO

_____
Mg. Ing. Eleodoro Valderrama Fernández
JURADO

D E D I C A T O R I A

A MIS PADRES

Agradecemos a mis padres y familiares por el apoyo que siempre me han brindado, y a mis profesores de mi Alma Mater por los conocimientos impartidos y por todas esas experiencias de su vida profesional impartidas en las aulas de la universidad.

Por otro lado, agradezco a la UPN por incentivar y motivar siempre a la investigación, ya que los tiempos cambian y las innovaciones se dan a cada minuto en un mundo que avanza a pasos agigantados. Por lo que, es necesario estar a la vanguardia de la tecnología e innovaciones en esta apasionante profesión que es la Ingeniería Civil.

A NUESTROS DOCENTES

Un agradecimiento total a los profesores que impartieron sus conocimientos en las diferentes materias de la malla curricular, muchas gracias por compartir sus vivencias y sus conocimientos, sus aportes fueron fundamentales para poder concluir con éxito esta hermosa carrera profesional, Gracias.

DEDICATORIA

Agradezco a mis padres y familiares por el apoyo que siempre me han brindado, y a mis profesores de mi Alma Mater por los conocimientos impartidos y por todas esas experiencias de su vida profesional impartidas en las aulas de la universidad.

Por otro lado, agradezco a la UPN por incentivar y motivar siempre a la investigación, ya que los tiempos cambian y las innovaciones se dan a cada minuto en un mundo que avanza a pasos agigantados. Por lo que, es necesario estar a la vanguardia de la tecnología e innovaciones en esta apasionante profesión que es la Ingeniería Civil.

No me cansare de agradecer a mi alma Mater y a la Red Laureate por toda la formación recibida en los claustros de la UPN, ya que gracias a estas dos instituciones accedemos a la información privilegiada que es impartida en el primer mundo.

Agradezco también a mi asesor de tesis, por su guía y constante apoyo en diversas ocasiones donde con su experiencia profesional supo orientarme para el logro de este objetivo.

Y finalmente agradezco con el amor que le tengo a mi novia y familia mi eterno agradecimiento por tolerarme muchos días de ausencia, cuyo esfuerzo se verán recompensados con el logro del objetivo de sustentar mi tesis de grado y así convertirme en un profesional de esta gran familia que es la industria de la construcción.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Contenido

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE FIGURAS

RESUMEN

El tema elegido para desarrollar como tesis es el complemento a una tesis desarrollada por mi persona en otra institución para la obtención del Título Profesional de Arquitecto. El proyecto es un Hotel de 4 Estrellas que es parte de un Terminal Terrestre, estos dos conforman un solo proyecto que se diseñaron en conjunto. Pero se optó por la implementación de disipadores de energía al Hotel, porque cuenta con 14 pisos con 56.8 m de altura. Tiene un ancho de 20.34 m y 32.5 m de largo. En el primer piso se encuentran la zona social y zona de servicio, en el segundo piso la zona administrativa, tercer piso la zona de sauna y del cuarto al décimo cuarto piso se encuentran las habitaciones. Está ubicado en el la región Tumbes, provincia de Tumbes, distrito de Tumbes, en un terreno que ya está destinado en el Plan de Desarrollo Urbano de la Ciudad de Tumbes. El cual se encuentra sobre un suelo de perfil S2 (Con una carga admisible de 1.429 Kg/cm2).

Los disipadores sísmicos son sistemas presentes sobre una subestructura y superestructura de edificios como es el caso, permiten mejorar la respuesta sísmica de aquella, mediante la mejora de sus propiedades mecánicas (fuerza, momentos, deformaciones, desplazamiento), aumentando los periodos, proporcionando amortiguamiento, la absorción de la energía adicional y reduciendo sus deformaciones según sea el caso. Actúan disipando grandes cantidades de energía en la resistencia de los edificios de grandes alturas asegurando que estas estructuras no sufran excesivos daños y continuación en su uso.

El edificio tiene un factor en función al sistema estructural de 60(Ct) porque es un sistema dual de concreto armado y muros estructurales (placas). Como punto de partida se desarrolla un pre-dimensionamiento basado en el ACI (2014), luego se procedió a realizar un Análisis Estático también denominado de fuerzas equivalentes que es la función es aplicar fuerzas actuando en el centro de masas final de cada entre piso. Después se realizó un Análisis Dinámico Modal Espectral (tiempo-historia), dando como resultado un correcto comportamiento que se rige a la norma peruana sismorresistente E-030.

Se comprueba que la estructura cumple para un posterior diseño sísmico con estar muy por debajo de las derivas máximas estipuladas en la E-030, y que la evaluación de derivas para la presente tesis no será solamente con la E-030 si no también, mediante la relación daño-deriva de la Metodología Hazus, por ende se tiene que hacer uso de un sistema de protección sísmica, que para la presente serán los disipadores de fluido viscoso Taylor, para la cual se emplearon las siguientes normas:

- Realizar el análisis estructural de la edificación (ASCE 7-10)
- Calcular las propiedades del disipador de energía – diseño en acero (Fema 273-274, AISC Steel Construction 13th)
- Análisis por desempeño (Hazus, Vision2000)

Se concluye el proceso de análisis y diseño estructural en acero de la edificación de uso Hotel, la estructura ante el suceso de un sismo severo, estará en la capacidad de soportar sin ningún problema y brindar el resguardo de vida y estabilidad global, teniendo un daño de leve ha moderado reparable.

Durante el largo proceso de análisis el modelo dinámico – matemático de la edificación se ha sometido a numerosos cambios debido al comportamiento lineal, sismo moderado e incursionando en la no linealidad ante diferentes sismos severos. La influencia del incremento de amortiguamiento mediante los disipadores fue esencial para que el edificio cumpla las derivas de entrepiso, dicho esto se llegó a las siguientes conclusiones:

Ante un evento sísmico severo, en una estructura convencional sin disipadores, la absorción de las fuerzas sísmicas lo realizan los muros estructurales y columnas, en un edificio con disipadores, son ellos los primeros en realizar la absorción sísmica dejando la diferencia a la estructura y al suelo de fundación si se considerase el efecto de interacción sísmica suelo estructura.

Los disipadores de fluido viscoso no alteran los periodos naturales de vibración ni las frecuencias, manteniendo dichos valores estables en los diferentes modelos matemáticos. El acoplamiento de disipadores viscosos logró satisfacer las necesidades estructurales y cumplir los requerimiento arquitectónicos, dejando los 3 primeros nivel lo más libre posible, factor fundamental tratándose de uno Hotel.

La utilización de un sistema de protección sísmica como en esta oportunidad disipadores de fluido viscoso, son una inversión de costo- beneficio tratándose de estructuras esenciales e importantes, donde el colapso total o parcial de estas estructuras, significarían una gran pérdida de vidas humanas y gran pérdida económica, es por ello que los disipadores de fluido viscoso son los más usados a nivel mundial tanto en edificaciones nuevas como existentes.

ABSTRACT

The chosen topic to develop as a thesis is the complement of a thesis developed by me for another institution in order to obtain the Professional Title of Architect. The project is a four-star Hotel that includes a Bus terminal; these two projects form one which was designed together. For that reason, we opted to implement the Hotel with energy dissipators because it has 14 floors with 56.8 m of height. It has a width of 20.34 m and 32.5 meters long. On the first floor, you will find the social and service area; on the second floor, the administrative area; on the third floor, the sauna area; and from the fourth to the fourteenth floor, you will find the bedrooms. It is located in the region of Tumbes, province of Tumbes and district of Tumbes, in a plot of land that has already been destined in the Urban Development Plan of the City of Tumbes which is situated on a soil profile type S2 (with a capacity for work on the ground of 1.429 kg/cm2).

The earthquake dissipators are present systems on a substructure and superstructure of buildings that allow improving the earthquake response of the structure, by improving its mechanical properties (force, moments, deformations and displacement), increasing the periods, bringing damping, the absorption of the additional energy, and reducing their deformations when appropriate. They dissipate great amounts of energy in the resistance of high-rise buildings ensuring that these structures do not suffer excessive damages and its use continues.

The structure has a factor on the basis of the structural system of 60 (Ct) because it is a reinforced concrete and wall dual structural system (panels). In first place, a pre-dimensioning based on the ACI (2014) was developed; after that, a Static Analysis also called equivalent forces was performed (its function is to apply forces acting in the center of final masses of each mezzanine. Then, a Modal Spectral Dynamic Analysis (time-history) was performed, resulting in a correct behavior if it is governed by the E-030 earthquake resistant Peruvian standard.

It is proved that the structure complies with the parameters for a subsequent earthquake design because it is under the maximum stipulated drifts in the E-030, and the evaluation of drifts for this thesis will not be only made with the E-030, but also through the damage and drift relation of the Hazus Methodology. Therefore, we have to make use of an earthquake protection system, which for the structure will be the Taylor viscous fluid dampers, for which the following standards were employed:

- Perform the structural analysis of the building (ASCE 7-10)
- Calculate the properties of the energy dissipator − steel design (Fema 273-274, AISC Steel Construction 13th)
- Performance analysis (Hazus, Vision2000)

Finally, the process of analysis and the structural design in steel of the Hotel are completed. The structure (in the event of a severe earthquake) will be in the capacity to support the event without any problem, provide protection and global stability; it could suffer a slight to moderate repairable damage.

During the long process of analysis, the dynamic mathematical model of the building had undergone to numerous changes due to the linear behavior, moderate earthquake and entering in the nonlinearity before different severe earthquakes. The influence of the increment of damping through the dissipators was essential for the building to comply with the drifts of mezzanine. said that thefollowing conclusions were reached:

Before a severe seismic event, in a conventional structure without dissipators, the absorption of the seismic forces is carried out by the structural walls and columns, in a building with dissipators, they are the first to realize the seismic absorption leaving the difference to the structure and the foundation soil if we considered the effect of seismic interaction soil structure.

The viscous fluid heatsinks do not alter the natural vibration periods or the frequencies, keeping these values stable in the different mathematical models. The coupling of viscous dissipators was able to satisfy the structural needs and fulfill the architectural requirements, leaving the first 3 levels as free as possible, a fundamental factor when dealing with a Hotel.

The use of a seismic protection system, as in this case viscous fluid dissipators, is a cost-benefit inversion for essential and important structures, where the total or partial collapse of these structures would mean a great loss of human life and great economic loss, that is why viscous fluid dissipators are the most widely used worldwide in both new and existing buildings.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

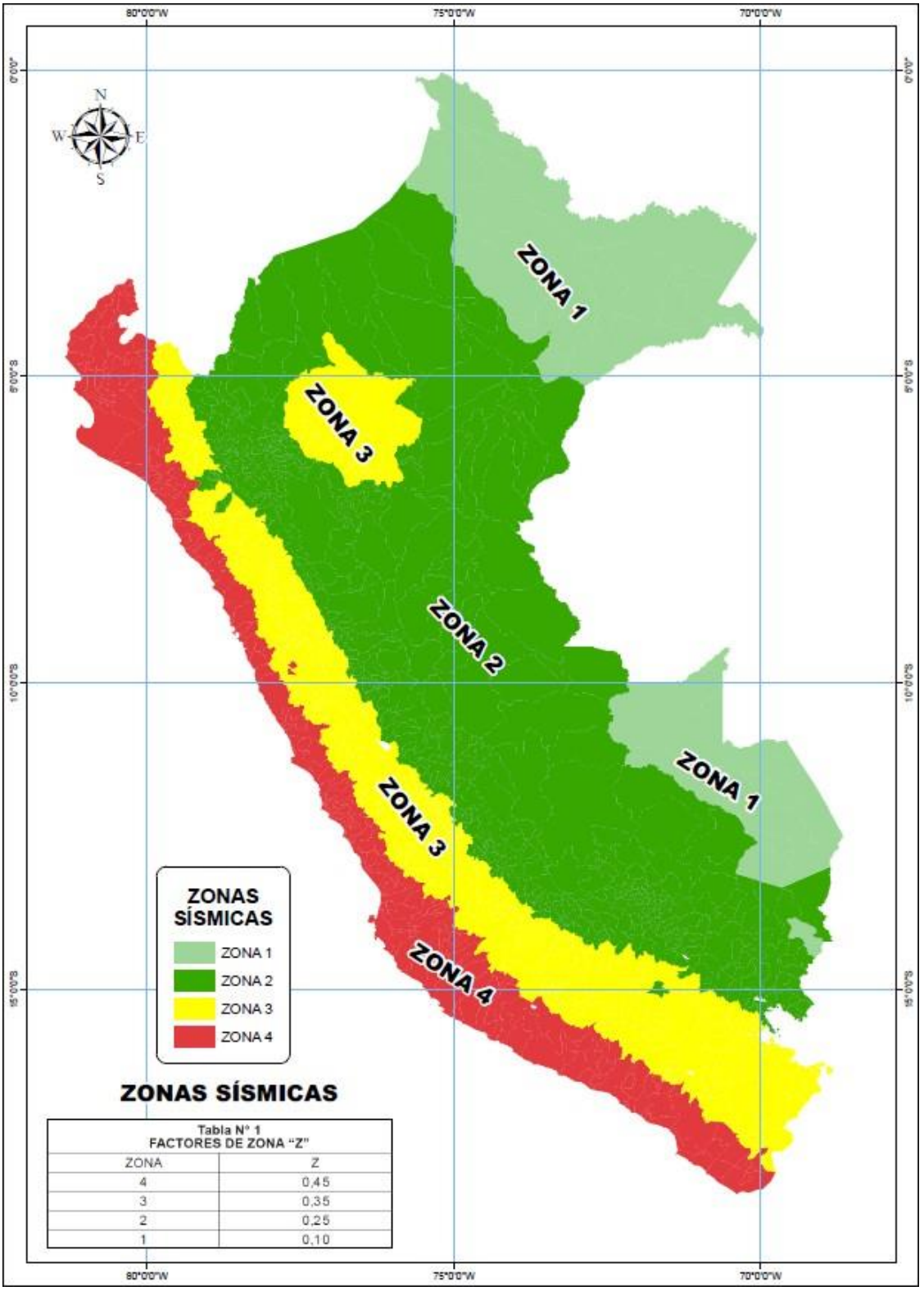
1.1. Realidad problemática

Vargas, (2012) “Tras el terremoto que sucedió el 11 de Marzo del 2011 en Japón , dejó alrededor de 21000 muertos, pero pudo haber dejado más víctimas de no ser por la existencia de la estricta normativa antisísmica que desde hace décadas se aplica en Japón, desde 1981 se cambió la normativa en Japón” pág. 45.

Https://intranet.upn.edu.pe/academico/Secure/ingnotas.aspx, recuperado el 20 de julio del 2016 a las 14:23 horas. En la Latinoamérica la construcción antisísmica empezó en el país de Chile y ya es un modelo en el mundo ya que es el país más sísmico del planeta y en los últimos 5 años ha registrado 3 terremotos de magnitud superior a 8° grados en la escala de Richter pero también es uno de los más resistentes porque la normativa de construcción exige que el edificio quede en pie para salvar vidas.

Dr. Hernando Tavera, La zona costera del Perú es la de mayor riesgo ante la ocurrencia de sismos de elevada magnitud con relativa frecuencia. Durante los últimos 500 años de historia, todas las ciudades cercanas a la zona costera han sido afectadas por sismos en menor y mayor grado. A la vez, dependiendo de la morfología de sus costas, los tsunamis se han hecho presentes en zonas puntuales con mayor intensidad. Del mismo modo, la presencia de procesos de licuación han sido más frecuenten en zonas costeras; mientras que, los deslizamientos se hicieron presentes en zonas de acantilados y en las vertientes de la cordillera Andina.

El Perú es un país altamente sísmico y según la clasificación mundial le corresponde 9 grados en la escala Mercalli Modificada. Cerca de 18 millones de peruanos viven en zonas sísmicas y están expuestos a las constantes amenazas de ocurrencias de sismos. Está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra, por lo tanto está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales. Es necesario efectuar estudios que permitan conocer el comportamiento más probable de este fenómeno para poder planificar y mitigar los grandes efectos que trae consigo (ver figura, pág. 17 y pág. 18).



ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Figura 1
Fuente: INDECI

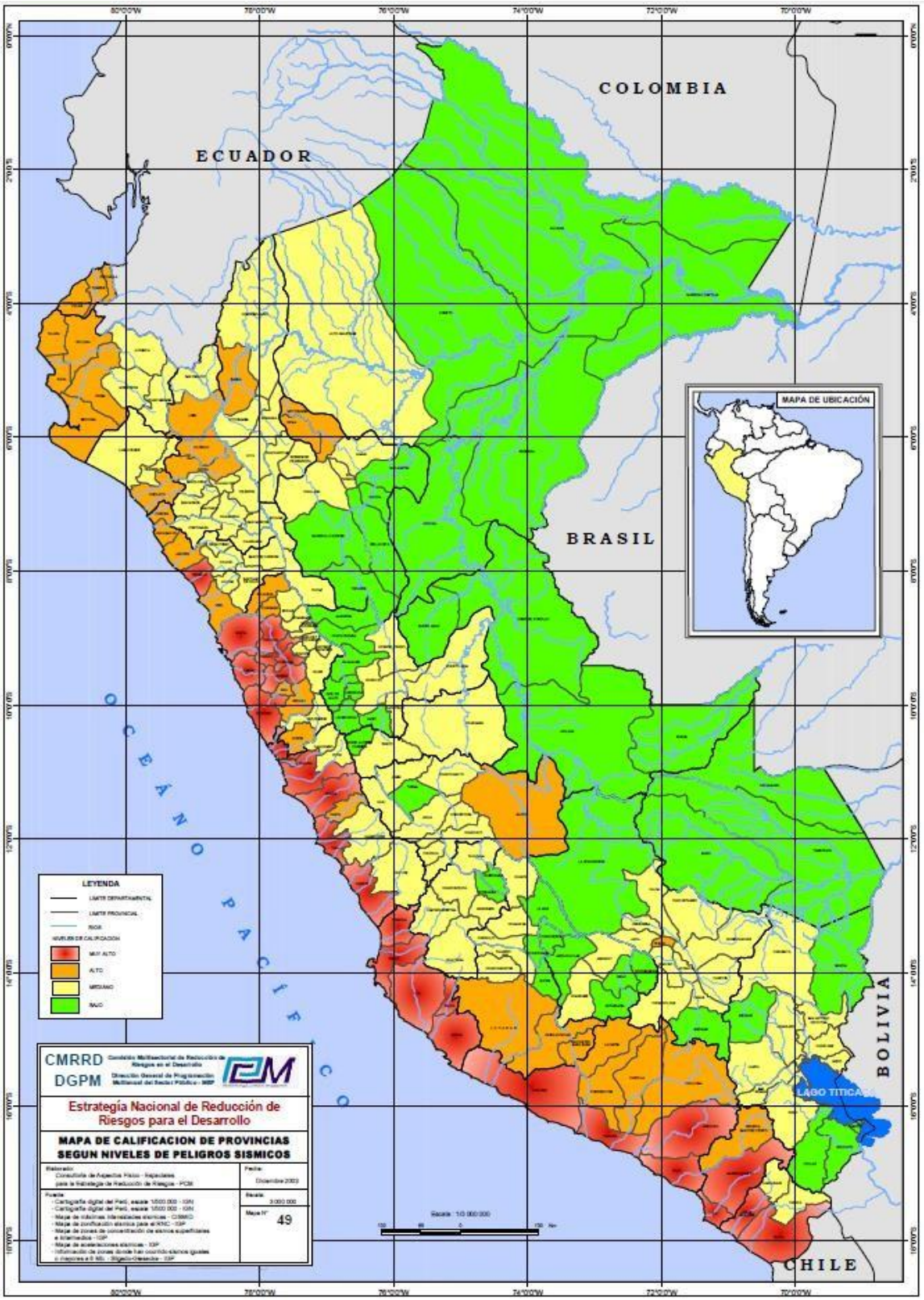


Figura 2
Fuente: CMRRD - DGPM

- Revisar planos de actividad sísmica de nuestro país (anexos pág. 145)

La región Tumbes no sólo se encuentra en la zona más sísmica de nuestro país, sino del planeta por encontrarse en la zona llamada “Cinturón de Fuego del Pacifico”, que está constituida por la placa de Nazca y la placa de Cocos debajo de la placa Sudamericana que se desplaza hacia el oeste. El lecho del océano Pacífico reposa sobre varias placas tectónicas, las cuales están en permanente fricción y por ende, acumulan tensión. Cuando esa tensión se libera, origina terremotos en los países del cinturón. Además, la zona concentra actividad volcánica constante. En esta zona las placas de la corteza terrestre se hunden a gran velocidad y a la vez acumulan enormes tensiones que deben liberarse en forma de sismos. (Ver mapas en la pág. 17 y pág. 18)

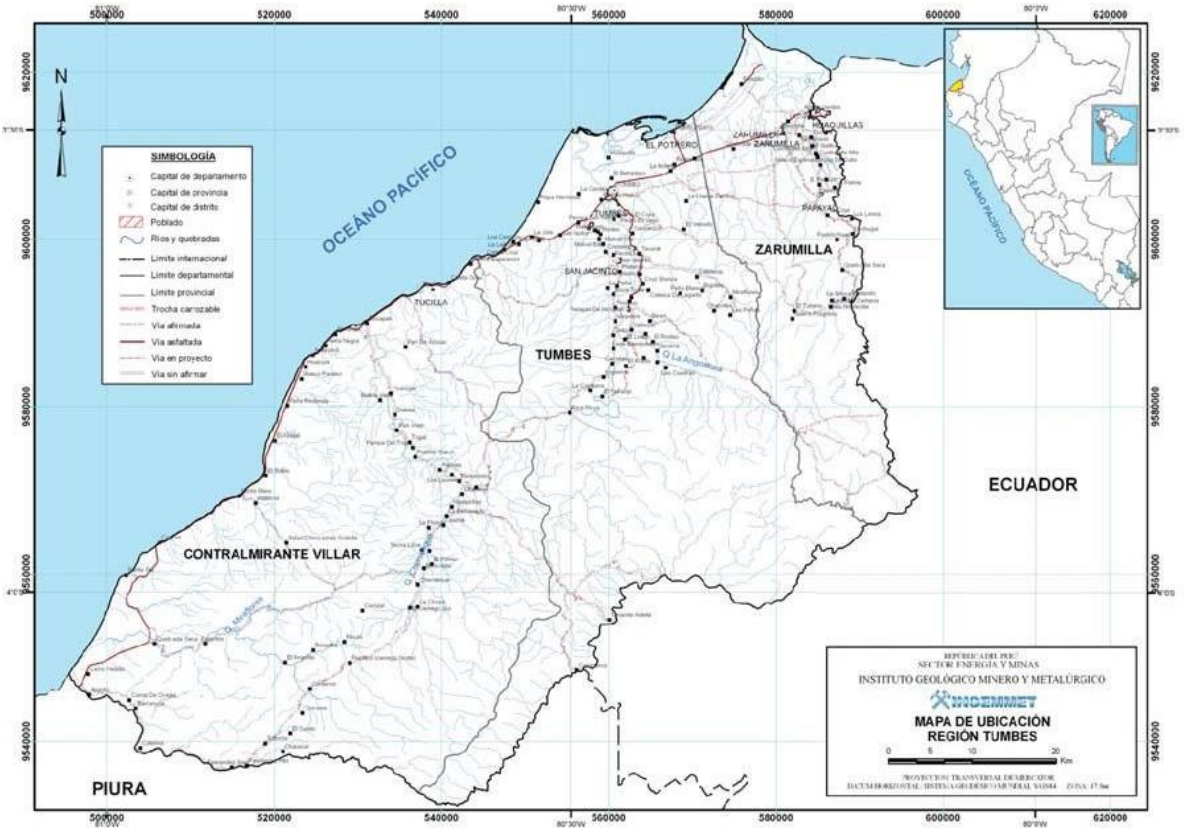


Figura 3 Mapa de Ubicación de Regiones de Tumbes

Tumbes se extiende desde cotas a nivel del mar en la faja litoral, hasta los 1613 msnm en la zona de montañas. Geográficamente sus coordenadas se ubican entre los 80º 07’ y 81º 02’ de longitud oeste y los 03º 23’ y 04º 13’ de latitud sur. Tiene una extensión territorial de 4669 km2, y según el XI Censo Nacional de Población y VI de vivienda de 2007, su población es de 200 306 habitantes, distribuida en tres provincias (Tumbes, Contralmirante Villar y Zarumilla) y trece distritos. Los poblados más importantes son: Tumbes, Zorritos, Zarumilla, San Pedro de los Incas, San Juan de la Virgen, Pampas de Hospital, entre otros. La población económicamente activa es de 73 443 habitantes. La densidad poblacional de la región Tumbes es de 42.9 hab/km2.

Distribución de la Población por provincias de la región Tumbes, 2015

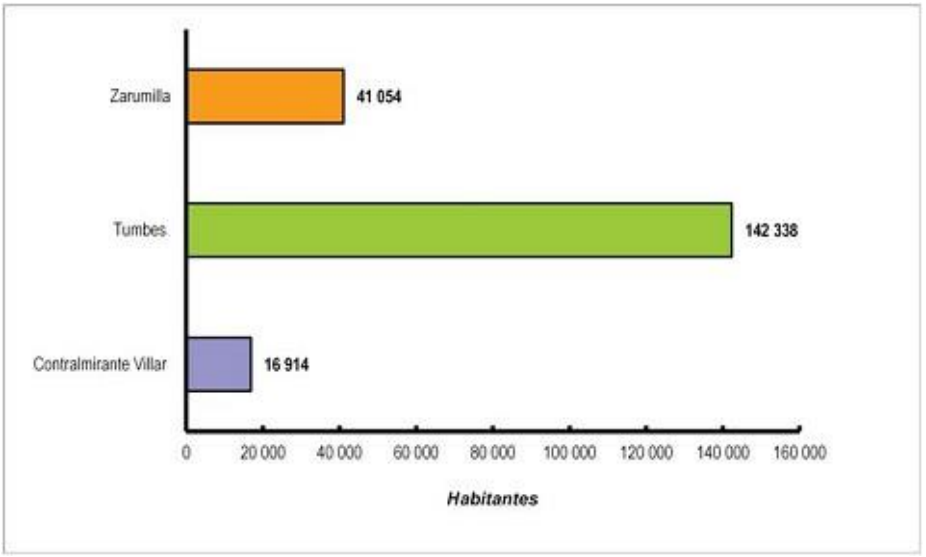


Figura 4
Fuente: INEI. CPV – 2015

En referencia a la vivienda, en la región Tumbes existen 55 502 viviendas, de las cuales el 94.8% son independientes, en tanto que el 2.9% corresponde a casas o vecindades y solo 0.97% a departamentos en edificios.

Tipo de vivienda en la región Tumbes

Tipo de Vivienda	Casos	Porcentaje %
Casa Independiente	52 621	94.8
Departamento en edificio	540	1.0
Vivienda en quinta	1423	2.6
Vivienda en casa de vecindad	184	0.3
Choza o cabaña	158	0.3
Vivienda improvisada	200	0.4
Local no destinado para hab. humana	69	0.1
Otro tipo particular	153	0.3
Hotel, hostal, hospedaje	60	0.1
Casa Pensión	11	0.0
Hospital Clínica	2	0.0
Cárcel, centro de readapt. Social	1	0.0
Otro tipo colectiva	73	0.1
En la calle (persona sin vivienda	7	0.0
Total	**55 502**	**100.0**

Tabla N° 1
Fuente: INEI.

En la región Tumbes existen peligros/amenazas geológica (un proceso o fenómeno geológico que podría ocasionar la muerte, lesiones u otros impactos a la salud, al igual que daños a la propiedad, la pérdida de medios de sustento de servicios. los peligros geológicos incluyen procesos terrestres intensos (Terremotos, actividades volcánicas), como se muestra en las siguientes gráficas y mapas:

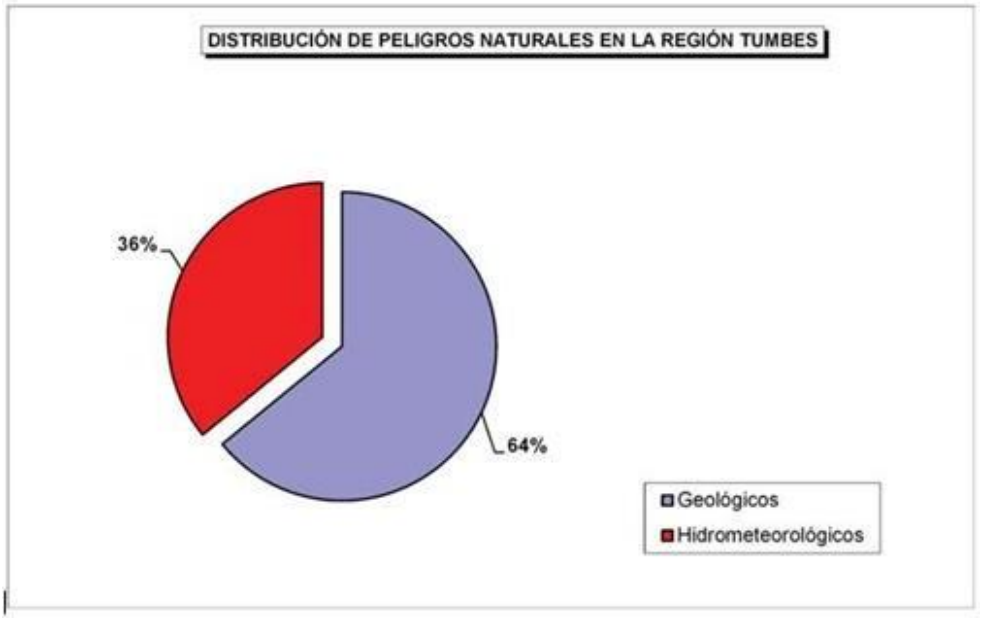


Figura 5
Fuente: INEI

- **Distribución de intensidades sísmicas máximas**

Numerosos sismos de intensidad que oscilan entre VI y IX (MM) afectaron a la ciudad de Tumbes y sus alrededores; los más importantes fueron los ocurridos cerca de pobladores de Tumbes, Piura y Sullana en 1587, 1857, 1869, 1912, 1953, 1970, 1974 y 1980.

En los siguientes mapas se presentan la distribución de intensidades sísmicas máximas, elaborado para el Perú por Alva et al., (1984), como parte de proyecto SISRA, a cargo del Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS). Dentro de área de la Región Tumbes, de observa que prevalecen sismos cuyas intensidades máximas son del orden de VIII al IX (MM), los cuales causaron destrucción y pérdidas de vidas humanas.

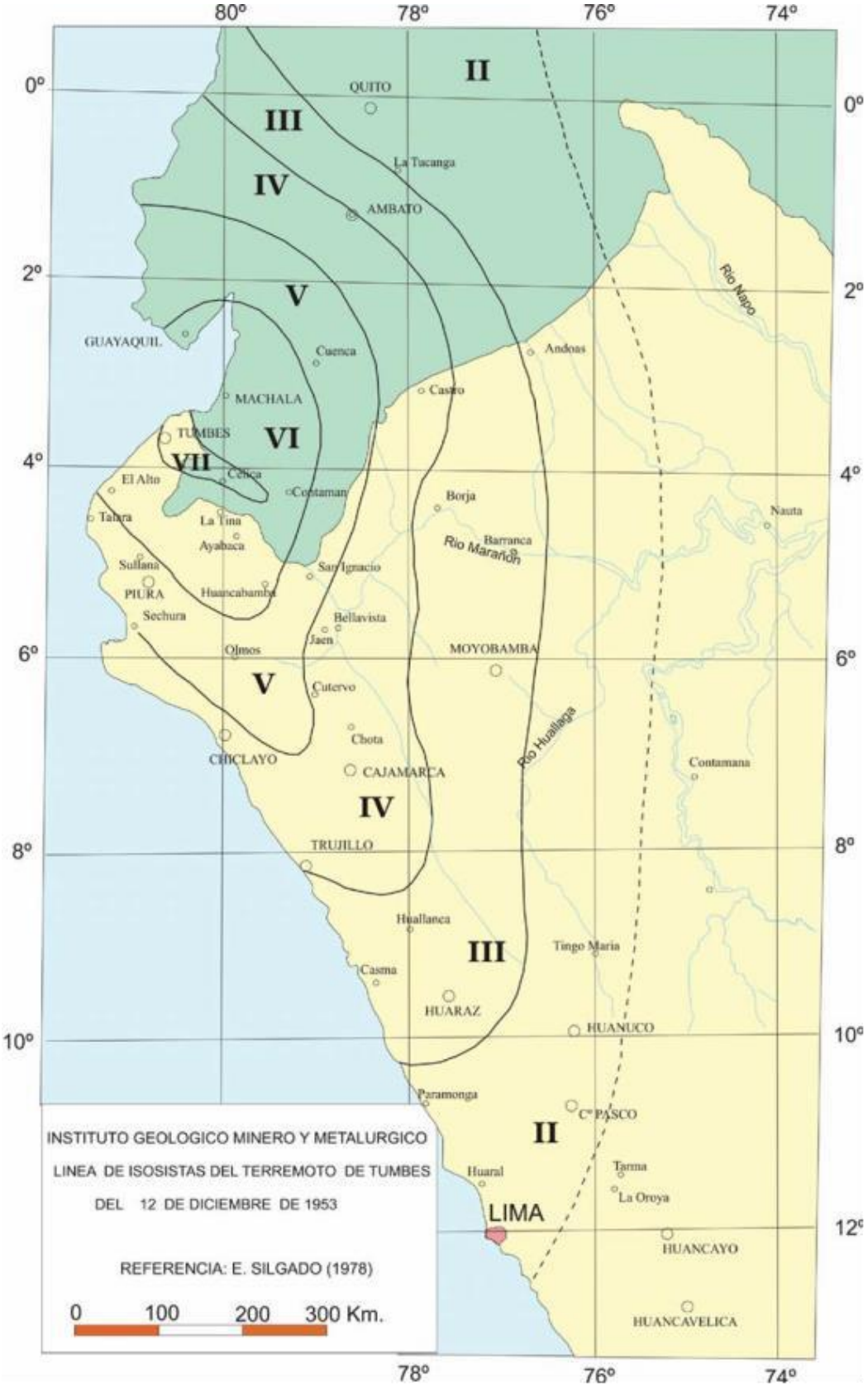


Figura 6
Sismo ocurrido el 12 de diciembre de 1953 de MB=7.7 (Silgado, 1978)

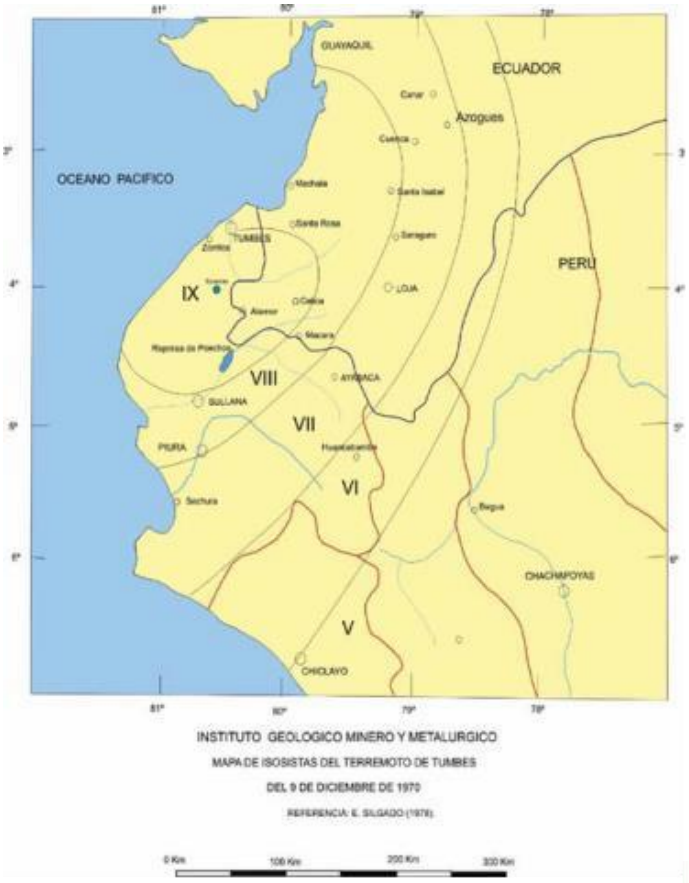


Figura 7

Terremoto del 9 de diciembre de 1970: máxima intensidad de IX en la escala MM. (Silgado, 1978)

Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas para Tumbes

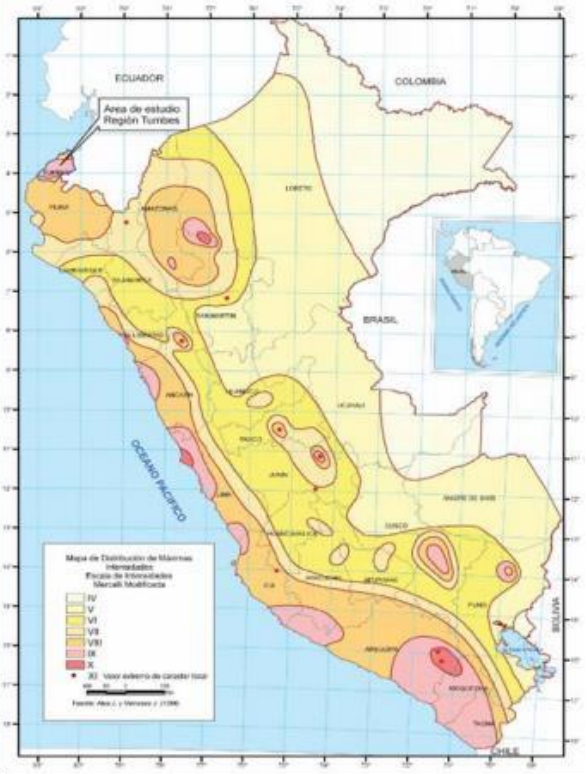
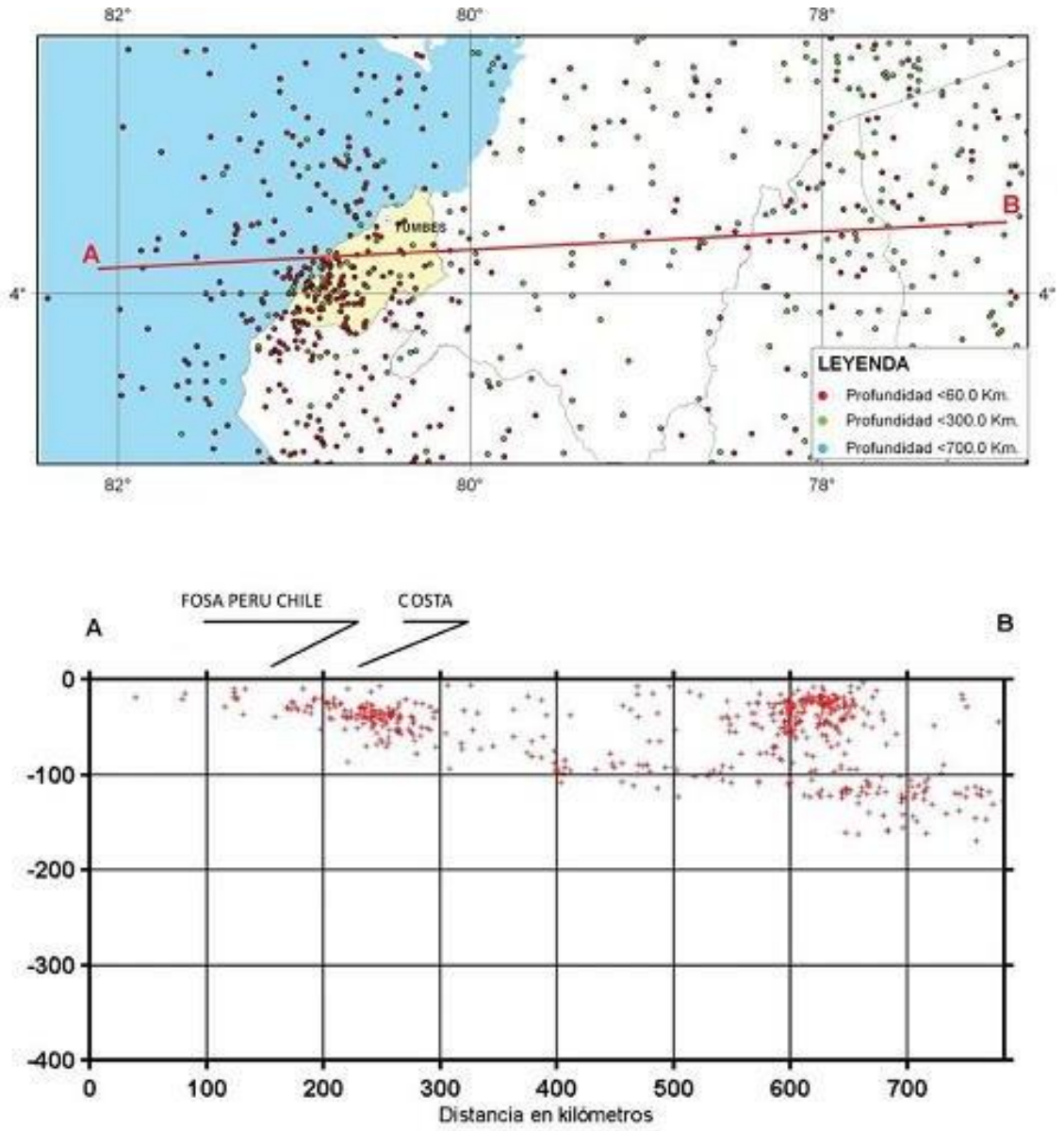


Figura 8
Fuente : Ministerio de Energía y Minas

- **Estudio sísmico probabilístico**

A fin de conocer las aceleraciones máximas producidas por un sismo que en el futuro pudiera ocurrir en la región de Tumbes, se ha procedido evaluar el peligro sísmico de dicha región utilizando la base de datos sísmico del Catálogo Sísmico del IGP, la ley de atenuación de Casaverde & Vargas (1980) y las fuentes sismogénicas definidas por Zmudio & Tavera (2004). Para el cálculo de las aceleraciones máximas se ha hecho uso del programa RISK III (McGuire, 1976)



Distribución espacial de los sismos en los alrededores de la región Tumbes

Figura 9

Fuente: Instituto Geofísico del Perú, 2013

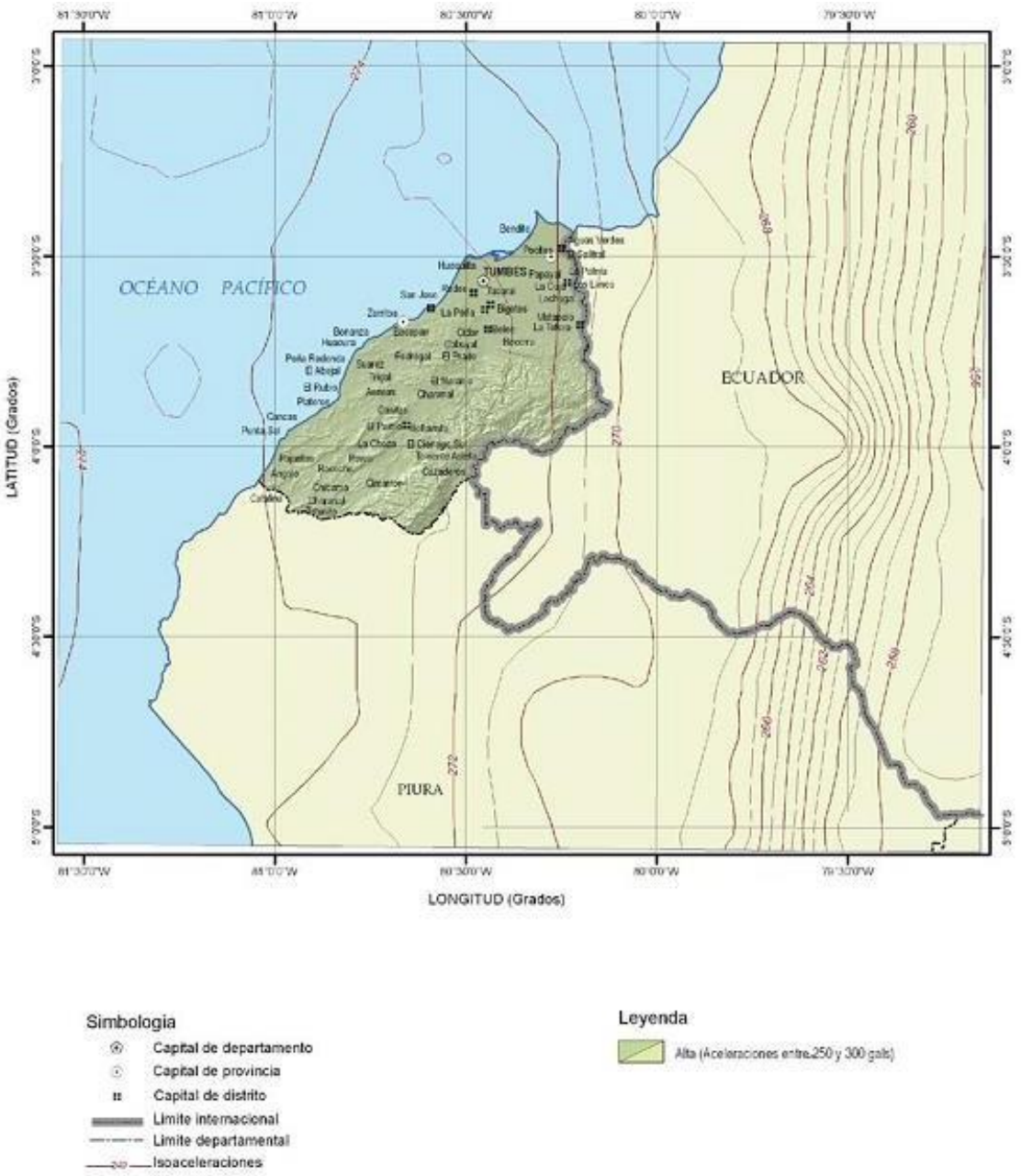

OCÉANO PACÍFICO
ECUADOR
PIURA
TUMBES
LATITUD (Grados)
LONGITUD (Grados)
Simbologia
Capital de departamento
Capital de provincia
Capital de distrito
Limite internacional
Limite departamental
Isoaceleraciones
Leyenda
Alta (Aceleraciones entre 250 y 300 gals)
Sector Energía y Minas
INGEMMET
Instituto Geológico Minero y Metalúrgico
DISTRIBUCIÓN DE ISOACELERACIONES (gals) PARA UN 10% DE EXCEDENCIA EN 20 AÑOS (Región Tumbes)
Versión digital Año 2011
Escala 1:6 000,000
DATUM: UTM WGS 84, Zona 17 Sur
Fig. 6.5

Figura 10

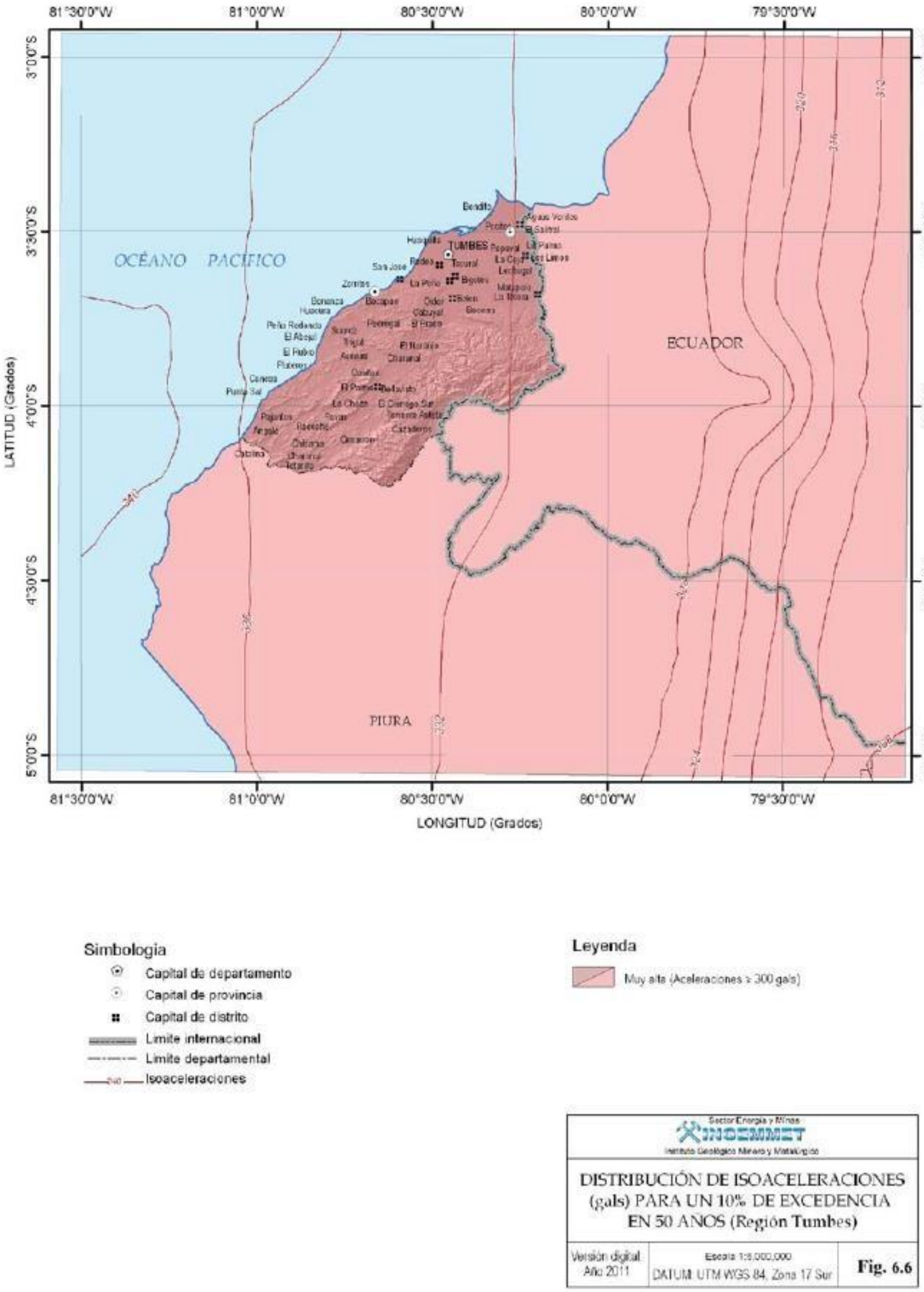
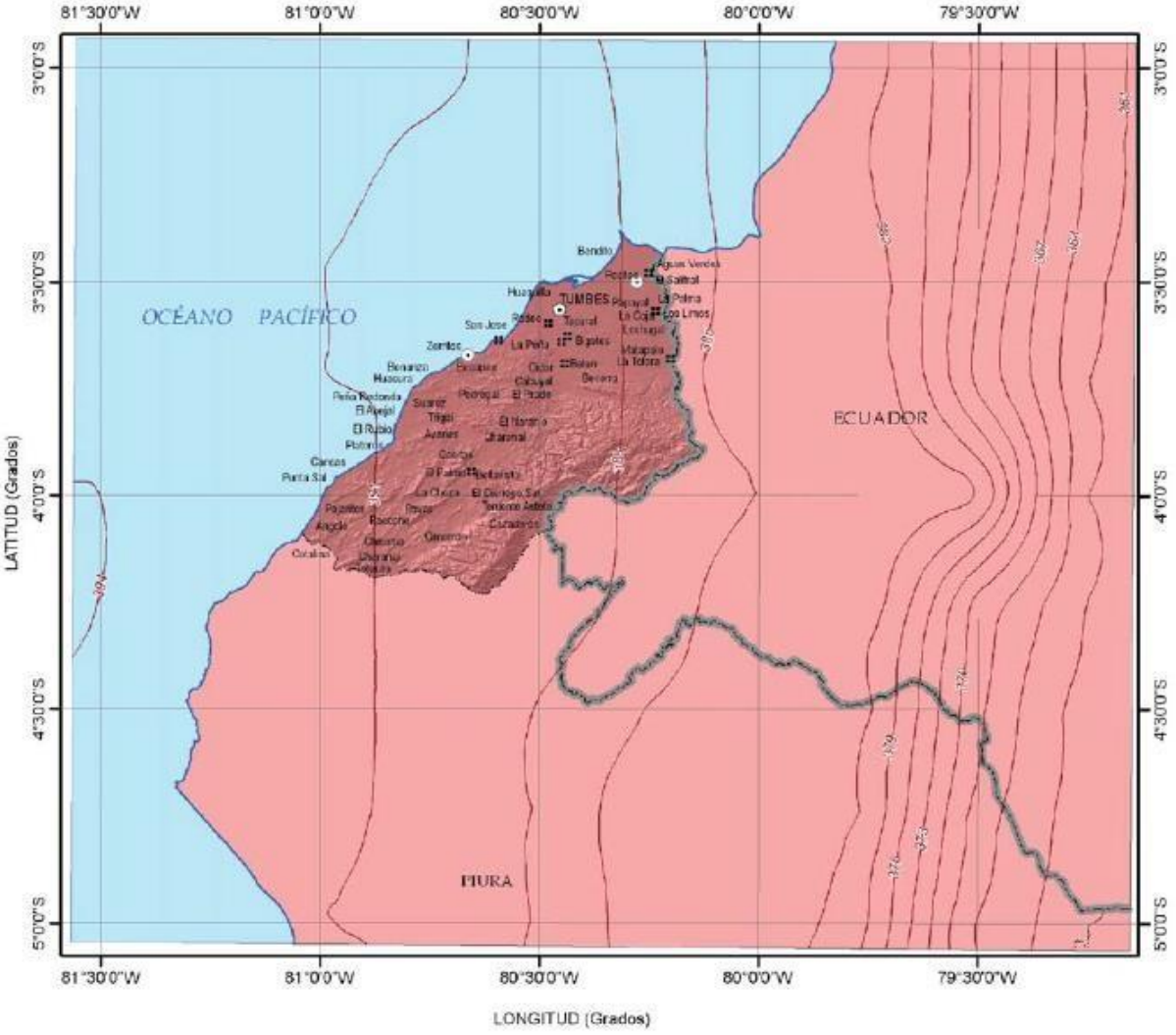

81°30'0"W
81°0'0"W
80°30'0"W
80°0'0"W
79°30'0"W
3°0'0"S
3°30'0"S
4°0'0"S
4°30'0"S
5°0'0"S
LATITUD (Grados)
LONGITUD (Grados)
OCÉANO PACÍFICO
ECUADOR
PIURA
TUMBES
Bendito
Aguas Verdes
El Salitral
Pocitos
Papayal
La Palma
La Cruz
Los Limos
Lechugal
Huaquillas
Rodeo
Tocural
San Jose
La Peña
Zorritos
Bigotes
Matapalo
La Noria
Bonanza
Huacura
Bocapan
Oidor
Bolen
Becerra
Cabuyal
Peña Redonda
El Abejal
Pocaragal
El Prado
Suarez
Tique
El Naranjo
El Rubio
Acerao
Charanal
Pluteros
Cañaveral
Canoas
Punta Sal
El Porvenir
Belavista
La Choza
El Cienego Sur
Pajaritos
Fayan
Tamarin Acarito
Arrayales
Cazaderos
Casitas
Cabiña
Chilcona
Charan
Totorillo
240
250
315
310
335
332
324
Simbologia
Capital de departamento
Capital de provincia
Capital de distrito
Limite internacional
Limite departamental
Isoaceleraciones
Leyenda
Muy alta (Aceleraciones ≥ 300 gals)
Sector Energía y Minas
INGEMMET
Instituto Geológico Minero y Metalúrgico
DISTRIBUCIÓN DE ISOACELERACIONES (gals) PARA UN 10% DE EXCEDENCIA EN 50 AÑOS (Región Tumbes)
Versión digital Año 2011
Escala 1:5,000,000
DATUM: UTM WGS 84, Zona 17 Sur
Fig. 6.6

Figura 11



Simbologia

- Capital de departamento
- Capital de provincia
- Capital distrital
- Limite internacional
- Limite departamental
- Isoaceleraciones

Leyenda

- Muy alta (Aceleraciones ≥ 300 gals)

Sector Energía y Minas
INGEMMET
Instituto Geológico Minero y Metalúrgico

DISTRIBUCIÓN DE ISOACELERACIONES (gals) PARA UN 10% DE EXCEDENCIA EN 100 AÑOS (Región Tumbes)

Versión digital: Año 2011	Escala 1:8,000,000 DATUM: UTM WGS 84, Zona 17 Sur	Fig. 6.7

Figura 12

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el desempeño sísmico de un edificio de 14 pisos con la implementación de Disipadores de Energía en la ciudad de Tumbes - 2018?

1.3. Justificación

1.3.1. criterio teórico

Al no conocerse algún uso de disipadores de energía, es necesario saber y conocer si realmente se puede alcanzar la estabilidad y disipación necesaria, si así fuese, se lograría reducir los daños y a su mínima expresión.

1.3.2. criterio aplicativo o práctico

Para el rubro de construcción que actualmente está afectado por un “boom” a nivel nacional, la seguridad sísmica no se ha tomado en cuenta como debería ser, por lo tanto el desafío de la ingeniería moderna es lograr que el edificio no colapse y que la estructura quede operativa.

1.3.3. criterio valorativo

Se debe tener en cuenta el obtención de éste nuevo conocimiento marcaría una mejora considerable en los procesos de seguridad y las construcciones serán afectadas en menor manera al movimiento sísmico.

1.3.4. criterio académico

La principal motivación para iniciar ésta investigación es mejorar la seguridad estructural de las edificaciones y proteger a la población, empezar una construcción más segura con el entorno ya que las edificaciones en general no están afectas con este nuevo proceso constructivo que permite reducir potencial de daños entre el 80% y 40%.

1.4. Limitaciones

- Limitado número de pruebas puesto que no se cuenta con un laboratorio propio.
- Limitado número de cotejos, en el mismo caso que en las pruebas, no se cuenta con un laboratorio propio para poder realizar todas las pruebas necesarias.
- No se cuenta con una edificación que acepte se hagan las pruebas constructivas directas en la construcción y poder tener un antecedente más contundente para su futura aplicación, aun así se alcance la estabilización y disipación solicitada.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

- Determinar el desempeño sísmico de un edifico de 14 pisos implementando Disipadores de Energía en la ciudad de Tumbes.

1.5.2. Objetivos Específicos.

- Determinar la interacción del Disipador y requerimientos Arquitectónicos.
- Modelamiento estructural mediante ETABS 2016, SISMOSIGNAL, SISMOMATCH.
- Determinar la resistencia de la edificación con un modelo estructural en sistemas computacionales sísmicos con mayor riesgo en la ciudad Tumbes.
- Determinar el tipo de disipador de energía en las construcciones de la ciudad de Tumbes.
- Evaluación de los diagramas de Histéresis para desempeño sísmico de un edificio de 14 pisos y verificar la resistencia ante un movimiento sísmico.

1.6. Hipótesis

"La Incorporación del Disipador de Energía mejorará el desempeño sísmico del edificio de 14 pisos en la ciudad de Tumbes"

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

- Revista "CONSTRUCTIVO", 2013," Disipadores de Energía Técnica de Diseño Sísmico Resistente". "…No podemos evitar la ocurrencia de un sismo de gran magnitud pero contamos con las herramientas técnicas suficientes para reducir considerablemente los daños que pueda causar un terremoto. Los dispositivos de protección sísmica más usados en el extranjero y que se encuentran en etapa de introducción en nuestro país son los aisladores sísmicos y los disipadores de energía"

- Universidad de Santiago de Chile Departamento de Ingeniería en Obras Civiles Diseño sismo resistente, 2012, "Aislación Sísmica Sistemas de Protección Sísmica Estudio Comparativo Económico de Edificios con Aislamiento Sísmico en la Base ". "…Los disipadores de energía reducen, igualmente, la fuerza en la estructura, proporcionándole a su vez una respuesta elástica, en algunos casos, sin que deba esperarse la reducción de la fuerza en estructuras que estén respondiendo más allá de la fluencia".

- Diseño Sismo Resistente, 2014, "Diseño Sismo resistente de Estructuras de Acero"."… Los disipadores sísmicos tienen como función disipar las acumulaciones de energía asegurándose que otros elementos de la estructuras no sean sobre solicitados, evitando daños a la estructura. Es decir, los disipadores sísmicos ofrecen un incremento de la amortiguación a la estructura ".

- Universidad de Austral de Chile, 2015, "Análisis de Edificios con Aisladores Sísmicos Mediante Procedimientos Simplificados."
  "…el análisis simplificado es de fundamental importancia en etapas preliminares del diseño, como punto de partida del análisis detallado y como referencia para la interpretación global de dicho análisis. Una gran discordancia entre resultados del cálculo aproximado y del "exacto" que no pueda justificarse, suele ser el síntoma que permite detectar errores, por lo mismo, es importante contar con métodos simples y eficientes que permitan conocer en forma fácil la respuesta que tendrá un edificio frente a solicitaciones sísmicas"

2.2. Diseño Sismorresistente

Si queremos proporcionar un adecuado desempeño de las estructuras frente a los sismos, el diseño de estas, puede plantearse de dos maneras. La primera vendría a ser a base de un diseño convencional, el cual consiste en crear estructuras lo suficientemente rígidas pero a su vez dúctiles, es decir, que tengan la capacidad de incursionar en el rango inelástico. En el diseño sismo resistente convencional, el desempeño aceptable de una estructura durante un evento sísmico está basado en que el sistema resistente de fuerza lateral sea capaz de absorber y disipar energía de una manera estable por un largo número de ciclos.

Esto se puede conseguir empleando sistemas estructurales aporticados, duales, así como elementos de reforzamiento como arriostres metálicos, entre otros, de tal forma que la estructura diseñada sea capaz de resistir las diferentes solicitaciones sísmicas producidas por una excitación telúrica.

Cabe mencionar que dentro de este primer enfoque, deben también tomarse en cuenta algunos criterios importantes, tales como el suelo de fundación, el cual influye en el comportamiento dinámico de la estructura; así como el material a emplearse, siendo , por ejemplo, el acero más dúctil que el concreto. También se debe de tomar en cuenta la adecuada estructuración del proyecto, tratando en este punto de evitar las irregularidades tanto en planta, como en elevación.

En este primer enfoque es de esperarse que las estructuras, al ser sometidas a sismos de altas magnitudes, como los moderados y raros, se presente un comportamiento inelástico. Al realizar este trabajo inelástico, la estructura sufre daños estructurales, en la mayoría de los casos irreparables. Es importante indicar, que en estructuras esenciales como hospitales, compañía de bomberos y otros, estos daños no se permiten.

La segunda forma de diseñar edificaciones sismo-resistentes es incorporado dispositivos de disipación de energía cuya función principal es incrementar el amortiguamiento, reduciendo los desplazamientos laterales velocidades y aceleraciones.

La disipación de energía ocurre en regiones de RÓTULAS PLÁSTICAS dúctiles espacialmente detalladas en las vigas y en las columnas, las cuales también forman parte del sistema de carga por gravedad. Las rótulas plásticas son regiones de daño concentrado del pórtico de gravedad, el cual frecuentemente es irreparable. Estas características de diseño son aceptables por sus consideraciones económicas, por supuesto, que el colapso estructural es prevenido y que la seguridad de la vida de las personas está asegurada.

Existen situaciones en donde las características del diseño convencional no son aplicables. Cuando una estructura debe permanecer funcional después de un sismo, como es el caso de estructuras importantes (hospitales, estaciones de policía, etc.), el diseño convencional es inapropiado. Para estos casos la estructura puede ser diseñada con suficiente resistencia para que la acción inelástica sea prevenida o sea mínima; lo que resulta bastante costoso. En algunas estructuras, precauciones especiales necesitan ser tomadas en salvaguarda del daño importante o la falla de sistemas importantes, los cuales son necesarios para la continuidad de la vida útil del edificio.

Procedimientos de diseño alternativo han sido desarrollados con incorporación de sistemas de protección sismorresistente en la estructura, estos sistemas pueden tomar la forma de sistemas de aislamiento sísmico o dispositivos suplementarios de disipación de energía. Un análisis al comportamiento y efectos de estos sistemas puede comenzar con la consideración de la distribución de la energía en la estructura. Durante un evento sísmico, una cantidad finita de energía entra a la estructura. Esta energía de entrada es transformada en energía cinética y energía potencial (deformación), las cuales deben ser absorbidas o disipadas a través del calor. Si no hubiese amortiguamiento, las vibraciones podrían existir por todo el tiempo. Por otro lado, siempre existe algún nivel de amortiguación inherente la cual absorbe parte de la energía de entrada y reduce la amplitud de vibración hasta que el movimiento cese. El desempeño estructural puede ser mejorado si una porción de la energía de entrada puede ser absorbida, no por la estructura misma, pero si por algún tipo de dispositivo suplementario. Esto se muestra claramente en la relación de la conservación de la energía:

$$E = E_k + E_s + E_h + E_d \qquad (1.1)$$

Donde:

E - energía de entrada del movimiento sísmico.

E_k - energía cinética.

E_s - energía de deformación elástica recuperable.

E_h - energía irrecuperable, disipada por el sistema estructural a través de la inelasticidad u otras formas de acción.

E_d - energía disipada por los dispositivos de amortiguamientos suplementarios.

Para que el sistema estructural sea capaz de soportar las solicitaciones sísmicas, la capacidad de respuesta de esta debe ser mayor que la demanda sísmica. En pocas palabras la energía de

entrada (E) debe ser absorbida o disipada por la suma de la energía cinética (Ek), elástica (Es), de amortiguamiento (Eh) e inelástica (Ed).

Asumiendo que la energía de entrada es constante, será evidente que el desempeño estructural puede ser optimizado de dos formas:

- A través del método convencional, es decir, aumentando la rigidez y la ductilidad en el sistema, incrementando así la energía por deformación inelástica (Ed).
- Incrementando el amortiguamiento interno (Eh) mediante la incorporación de dispositivos suplementarios colocados en lugares estratégicos.

La primera alternativa representa al diseño clásico, en donde se trabaja en función de la resistencia y la ductilidad de la estructura para que esta soporte las diferentes solicitaciones sísmicas producidas por un movimiento telúrico. El ingeniero a cargo del diseño se apoya en el amortiguamiento inherente de la estructura, la misma que oscila entre 1% y 5% (edificaciones de concreto armado). Este diseño permite cierto grado de daño en la estructura pero sin que esta llegue al colapso.

La segunda alternativa consiste en anexar a la estructura dispositivos suplementarios, estos tienen el propósito de maximizar el amortiguamiento del sistema, reduciendo la demanda de disipación de energía a través de la inelasticidad (Ed) en los diferentes elementos estructurales, tales como columnas y placas, evitando así posibles fallas o daños en los mismos.

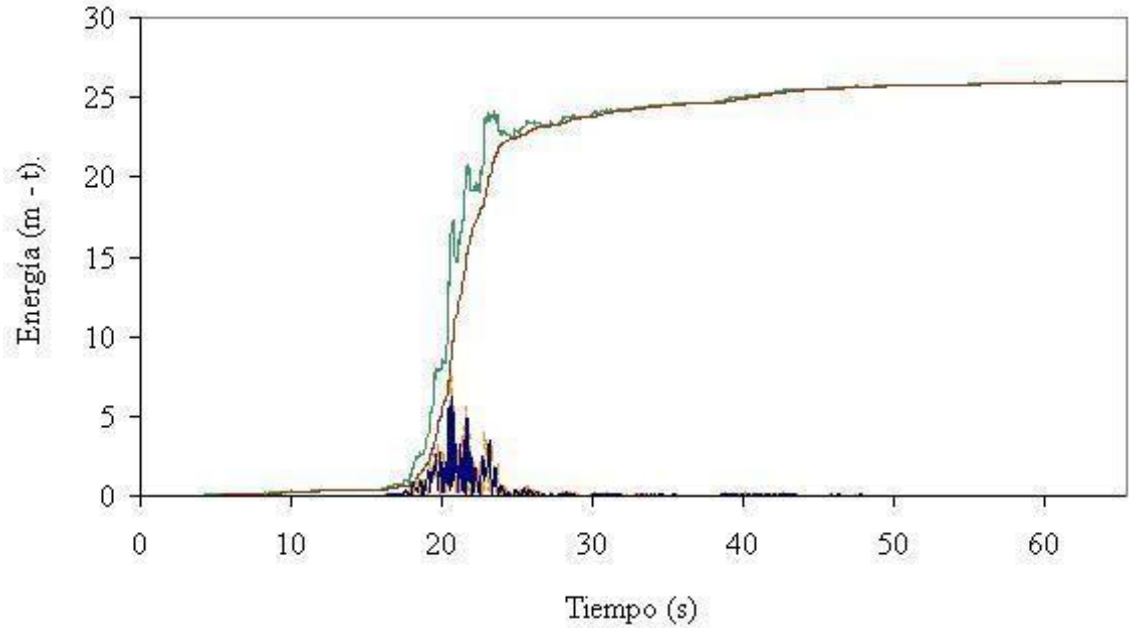


Figura 13 Distribución de energía en un edificio sin disipadores

Fuente: Edificaciones con disipadores de energía - Villarreal & Oviedo

Se muestra el balance energético de una estructura sin disipadores de energía sísmica y se puede apreciar que la energía de entrada es completamente absorbida por la estructura.

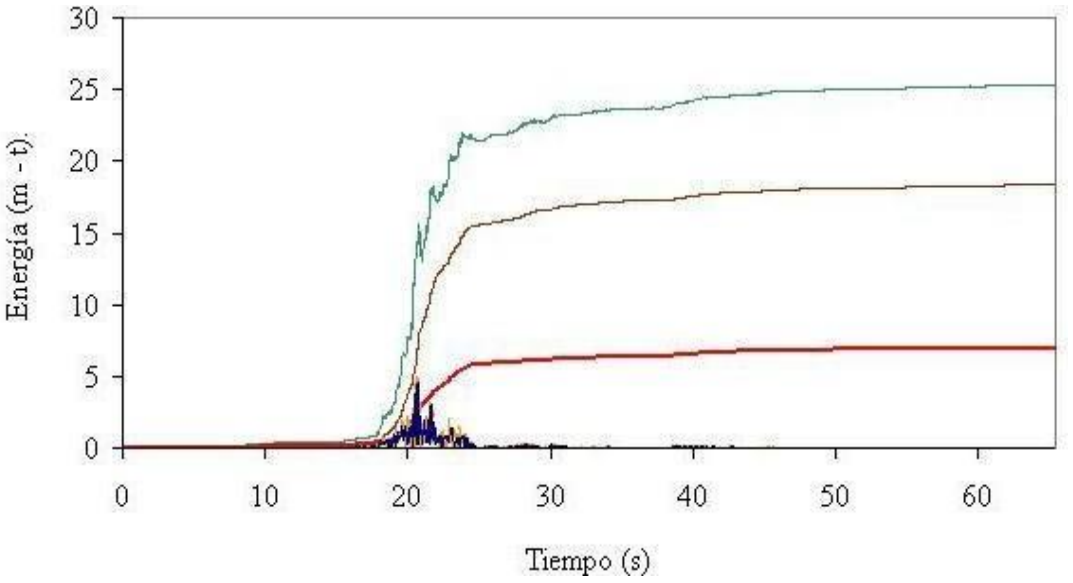


Figura 14 Distribución de energía en un edificio con disipadores

Fuente: Edificaciones con disipadores de energía - Villarreal & Oviedo

Se observa la distribución de energía para la misma edificación, pero esta vez considerando dispositivos de disipación de energía dentro del diseño, en este caso, vemos que la energía de amortiguamiento aumenta, reduciendo a su vez la demanda de disipación de energía por ductilidad. Donde, la energía de ingreso del sismo se representa con el color verde, la energía que absorbe el material de construcción con el color mostaza, la energía que absorbe el disipador de energía con color rojo, la energía cinética con color amarillo y la energía potencial con color azul.

2.3. Sistemas Modernos de Protección Sísmica

Los diferentes sistemas de protección sísmica empleados en la actualidad tienen por objetivo el control de los desplazamientos de la estructura siguiendo una o varias de las siguientes alternativas:

- Por medio de dispositivos que anexados a la estructura absorban o disipen la energía de entrada del sismo.
- Por medio de mecanismos que al iniciar la excitación sísmica, ejerzan fuerzas buscando neutralizar la acción de esta.
- Por medio de dispositivos que modifiquen las propiedades y la respuesta dinámica de la estructura, buscando reducir la energía de entrada y evitando la resonancia.

De acuerdo a las alternativas expuestas, los sistemas de control estructural pueden clasificarse en 4 grandes grupos: los sistemas pasivos, semiactivos, híbridos y activos, cada uno de los cuales posee diferentes tipos de dispositivos que producen el correspondiente control requerido.

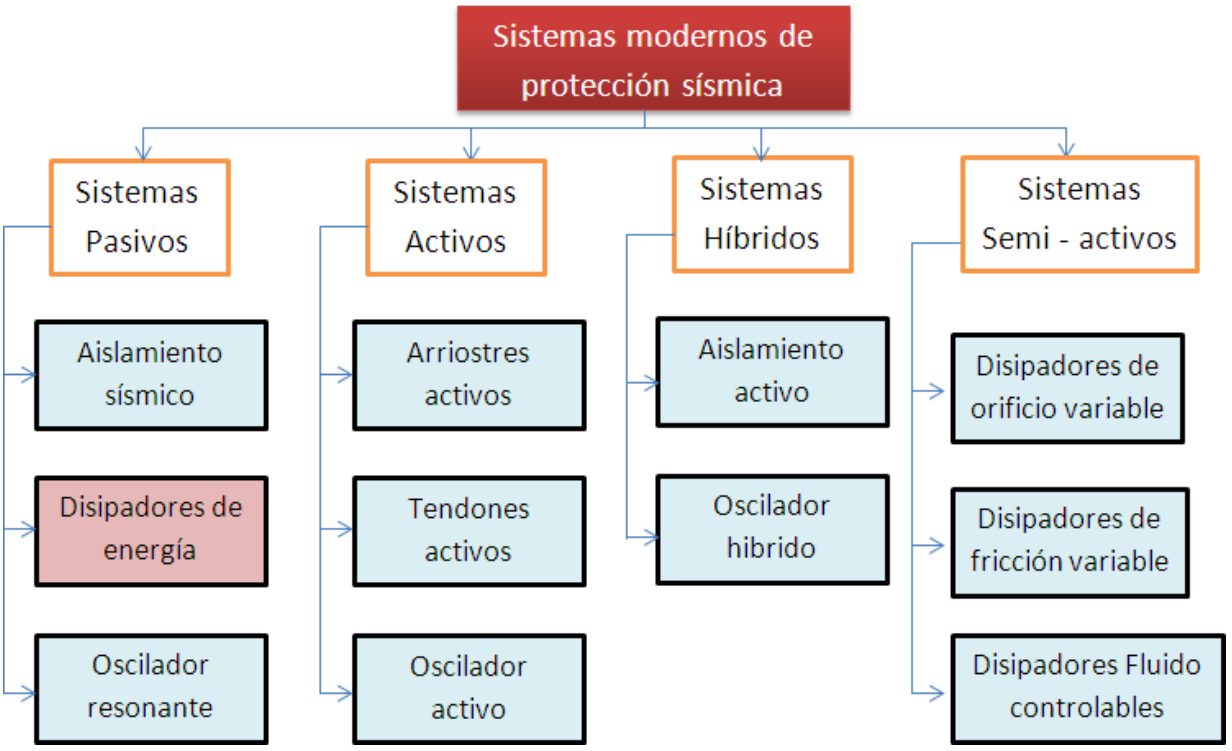


Figura 15 Clasificación de los sistemas modernos de protección sísmica
Fuente: Edificaciones con disipadores Viscosos - Villarreal & Díaz

Los disipadores de energía son dispositivos, como su nombre lo indica, que disipan grandes cantidades de energía, asegurándose, de esta manera, que otros elementos estructurales no sean sobre exigidos, lo que podría ocasionar importantes daños en la estructura. Estos dispositivos captan la fuerza sísmica a través del comportamiento plástico de metales dúctiles, la fricción entre superficies en contacto bajo presión, las deformaciones de corte de polímeros, la pérdida de energía en fluidos viscosos circulando a través de orificios y así evitan que el edificio reciba todo el impacto, generando una reducción en las deformaciones de la estructura.

El ASCE 7-10 en su capítulo 18 señala que estos dispositivos se clasifican según su comportamiento en 3 categorías diferentes: dependientes del desplazamiento, dependientes de la velocidad y dependientes del desplazamiento y de la velocidad.

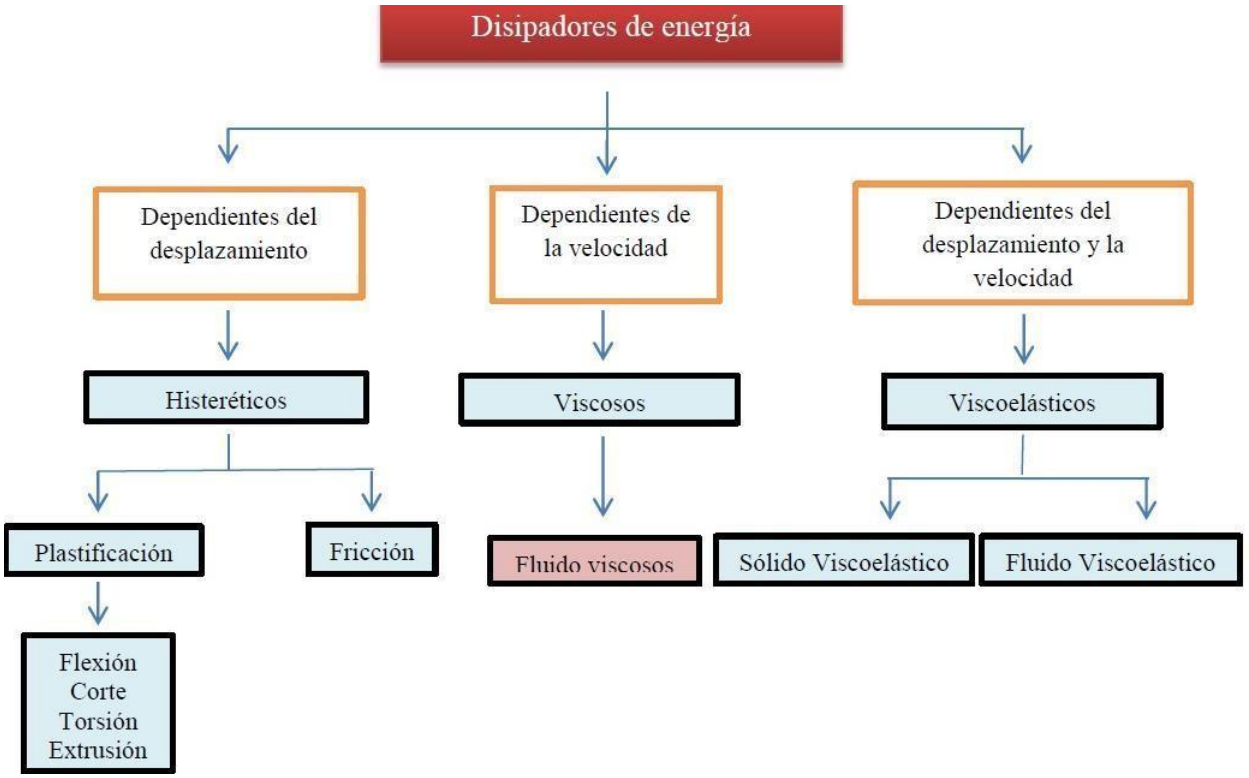


Figura 16 Clasificación de los disipadores de energía
Fuente: Edificaciones con disipadores Viscosos - Villarreal & Díaz

2.4. Disipadores de Fluidos Viscosos

Los disipadores viscosos son dispositivos que dependen de la velocidad y no del desplazamiento, razón por la cual no varía la rigidez de la estructura, ni tampoco incrementan los esfuerzos en los elementos estructurales.

Actualmente existen dos grandes fabricantes: Kajima Corporation de Japón y Taylor Devices Incorporation de Estados Unidos. Los disipadores manufacturados por ambas empresas se basan en el mismo concepto: disipar energía mediante el flujo forzado de un fluido (aceite o silicona).
En esta investigación, se emplearon disipadores viscosos Taylor, por ser el principal fabricante a nivel mundial y el que puede encontrarse en el mercado nacional.

Los disipadores viscosos Taylor se vienen manufacturando desde hace aproximadamente 50 años, donde su uso era limitado solo para aplicaciones militares.

Con el fin de la guerra fría en 1990 se permitió la comercialización para el público en general. Dado que esta tecnología era confiable y había demostrado un buen comportamiento a través de las décadas, la implementación a estructuras comerciales se llevó a cabo rápidamente.

Fueron pocas las empresas capaces de hacer la transición de su tecnología para el mercado comercial. Taylor Devices Inc., con sede en Nueva York, es un fabricante de productos de disipación de energía para uso militar y de defensa, iniciando en 1987 sus salidas comerciales para sus productos de defensa. Hasta la fecha, más de 240 estructuras están empleando estos disipadores viscosos para obtener un mejor comportamiento estructural ante excitaciones sísmicas o de viento.

En la figura 17 se muestran los componentes de los disipadores viscosos.

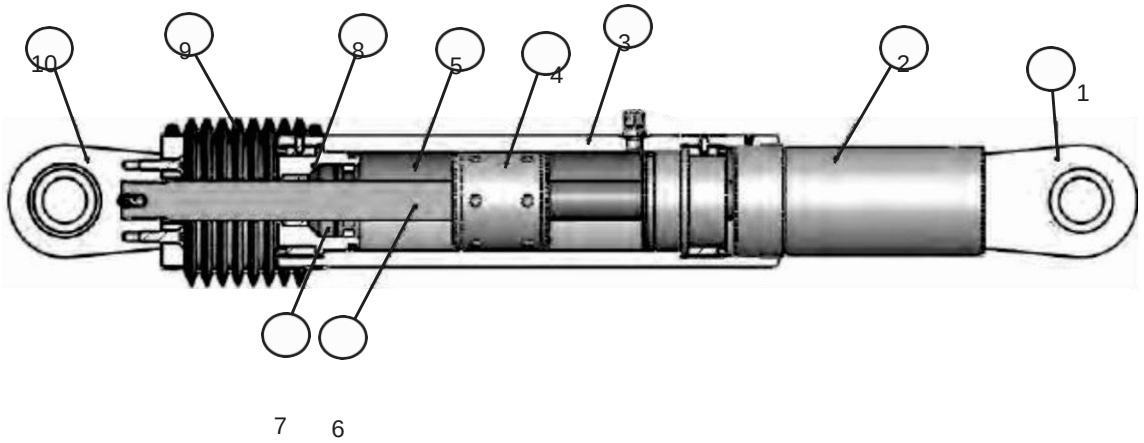


Figura 17 Componentes de los disipadores viscosos
Fuente: Edificaciones con disipadores Viscosos - Villarreal & Díaz

1. Horquilla final con tratamiento térmico de aleaciones de acero con protección contra la corrosión.
2. Acero al carbono forjado en aluminio con protección contra la corrosión.
3. Cilindro con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas o pintura.
4. Cabeza del pistón de acero sólido o de bronce.
5. Fluido viscoso, silicona incompresible.
6. Vástago de acero inoxidable.
7. Sellos / rodamientos de sello, juntas dinámicas.
8. Tapa con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas o pintura.
9. Fuelle, nylon reforzado de neopreno.
10. Cojinete esférico forjado con aleación de calidad aeronáutica.

El disipador fluido viscoso (figura 17) consiste en esencia de dos elementos: un cilindro de alta resistencia y de un pistón (ambos de acero inoxidable). El cilindro contiene en su interior un fluido perteneciente a la familia de las siliconas (es resistente al fuego, estable a los cambios de temperatura y a los largos períodos de tiempo).

El pistón tiene en uno de sus bordes una cabeza (figura 18) con pequeños orificios. Esta divide el interior del cilindro en dos cámaras.

Ante una excitación sísmica, se produce el deslizamiento del pistón dentro del cilindro, este movimiento ocasiona el paso del fluido de una cámara a otra (figura 19), a su vez genera una presión diferencial, la misma que origina la fuerza de amortiguamiento.

Debido al desplazamiento interno del pistón se genera la conversión de energía cinética en calor, lo que produce la expansión y contracción térmica del fluido, debido a esto el cilindro contiene una tercera cámara, denominada de acumulación, que permite que se puedan compensar las variaciones de fluido (volumen).

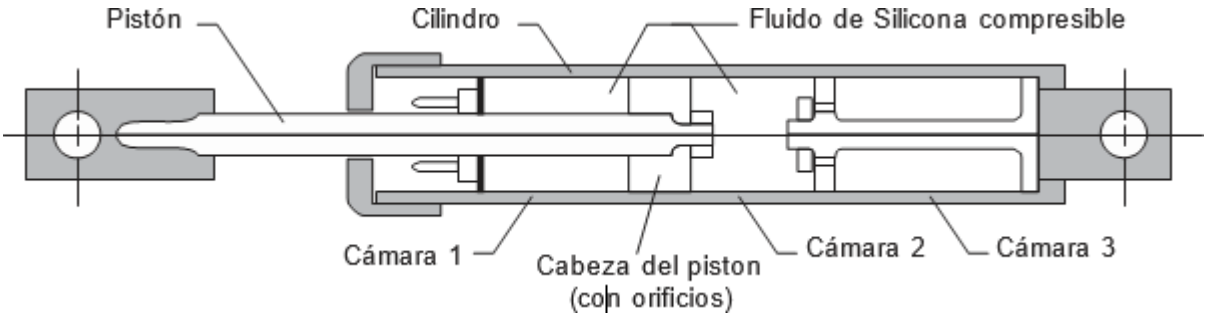


Figura 18 Corte de un disipador viscoso
Fuente: Edificaciones con disipadores Viscosos - Villarreal & Díaz

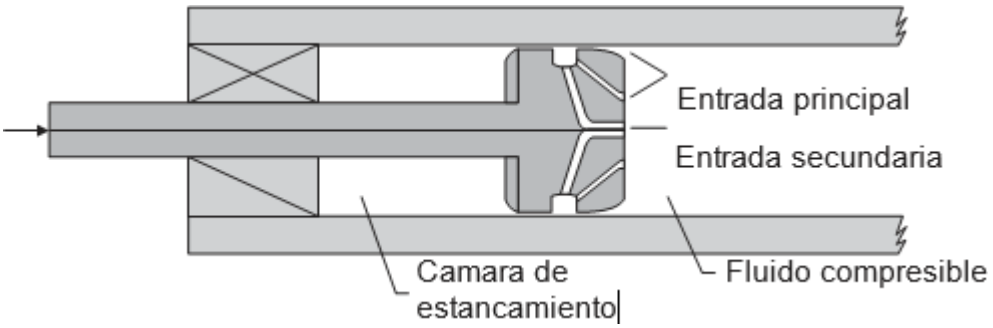


Figura 19 Detalle de la Cabeza del Pistón
Fuente: Edificaciones con disipadores Viscosos - Villarreal & Díaz

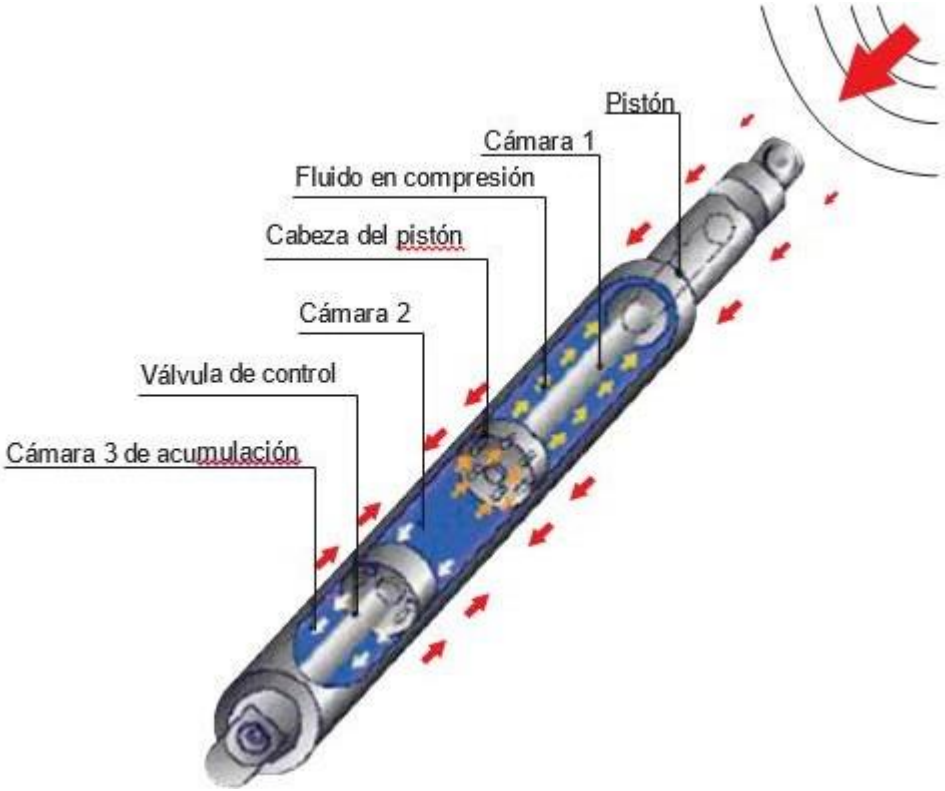


Figura 20 Funcionamiento de los Disipadores
Fuente: Edificaciones con disipadores Viscosos - Villarreal & Díaz

2.5. Rotulas Plásticas en Concreto Armado

En zonas sísmicas, una consideración muy importante a tomar en cuenta en el diseño es la ductilidad de la estructura. Debido a que la filosofía actual de diseño tiene en cuenta la absorción y disipación de energía, mediante la deformación inelástica.

Las características de carga y deformación de los miembros a flexión en la fluencia y en el momento último dependen principalmente de la relación momento-curvatura de las secciones.
Debido a que entre las grietas de concreto toma cierta tensión, varían a lo largo de miembro, la deformación del acero a tracción, la deformación del concreto a compresión, la profundidad del eje neutro y el radio de curvatura.

Si se miden la deformación en la sección crítica de una viga de concreto armado en una corta longitud calibrada conforme se incrementa el momento flexionante hasta la falla, se puede calcular la curvatura, lo que permite obtener la relación momento-curvatura para la sección. La curvatura varía

físicamente a lo largo del miembro debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas.

Cuando el momento en una sección se incrementa, el agrietamiento del concreto reduce la rigidez a flexión de las secciones. El comportamiento de la sección después del agrietamiento depende principalmente de la cuantía de acero.

Se puede deducir curvas teóricas momento-curvatura para secciones de concreto armado con flexión y carga axial. Se supone que las secciones planas permanecen planas después de la flexión y que se conocen las curvas esfuerzo-deformación para el concreto y el acero. Las curvaturas asociadas con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales pueden determinarse utilizando estas suposiciones y a partir de los requerimientos de compatibilidad de deformación y equilibrio de las fuerzas.

En secciones simplemente reforzadas, para una deformación máxima del concreto, la ductilidad disminuye conforme se aumenta la cuantía de acero de tracción, y la presencia del acero en compresión aumenta la ductilidad.

Se puede encontrar la curvatura a la primera fluencia del acero en tracción, en términos de la deformación de fluencia del acero. Cuando el acero alcanza la fluencia, se puede determinar la profundidad del eje neutro utilizando la fórmula de la teoría elástica.

$$M_Y = A_s f_y jd$$

jd: distancia desde el centrada de las fuerzas de compresión en el acero y el concreto al centroide de la tracción.

My: momento de fluencia

$$\varphi_y = \frac{f_y/E_s}{\mathrm{d}(1-\mathrm{k})}$$

K: profundidad del eje neutro.

Φy: curvatura de fluencia.

Para encontrar la rotación última total de una región de articulación plástica, se debe tomar en cuenta todos los elementos con grietas en flexión en que ocurran deformaciones plásticas del acero.

La mayoría de datos relativos al comportamiento inelástico de los miembros de concreto armados se han obtenido del trabajo teórico o de ensayos donde se han aplicado cargas monotónicamente hasta que se alcanza la carga máxima. Una menor cantidad de información existe para determinar el

comportamiento de secciones de elementos de concreto armado bajo cargas de alta intensidad, típica de los movimientos sísmicos. Algunas teorías si basan en un perfil supuesto de formación lineal sobre el peralte de la sección y curvas idealizadas esfuerzo-deformación para el concreto y el acero. Por lo general el ciclo momento-curvatura se obtiene calculando el momento y la curvatura que le corresponde a un rango a un rango de deformaciones en la fibra extrema del miembro. Para una deformación dada en la fibra extrema, se ajusta la profundidad del eje neutro hasta que los esfuerzos en el concreto y el acero, determinados del perfil de deformación y las curvas esfuerzos-deformación para los materiales y tomado en cuenta la historia previa de deformaciones, produzcan fuerzas internas que balanceen las fuerzas externas que actúan en la sección. Entonces se calcula el momento y curvatura que corresponden a ese perfil de deformación.

- Un aumento en la cuantía de acero a tracción disminuye la ductilidad, debido a que aumenta k , a, φ_y, y disminuye φ_u .
- Un aumento en la cuantía del acero a compresión aumenta la ductilidad, debido a que disminuyen, k , a, φ_y, y aumenta φ_u .
- Un aumento en la resistencia del acero disminuye la ductilidad debido a que aumenta, f_y, E_s, a, φ_y, y disminuye.
- Un aumento en la resistencia del concreto aumenta la ductilidad debido a que disminuye, k, a, φ_y, y aumenta φ_u .
- Un aumento en la deformación de la fibra extrema del concreto en el momento último aumenta la ductilidad debido a que aumenta.

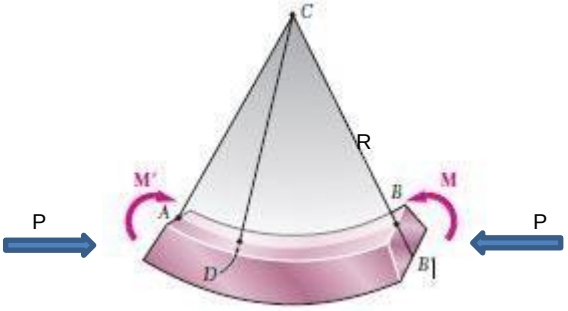


Figura 21 Deformación de un Miembro a Flexión
Fuente: Concreto – Dr. (c) Ricardo Oviedo Sarmiento Pág. 15

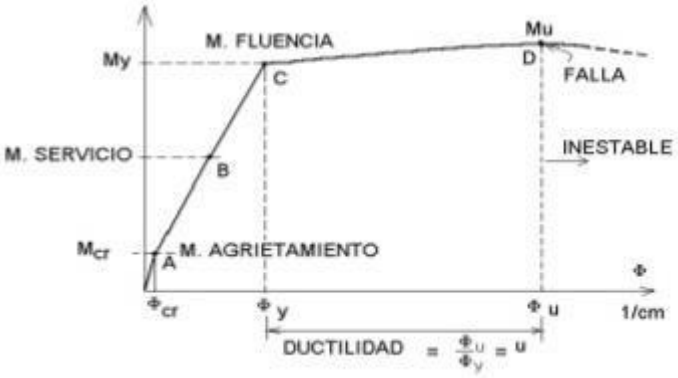


Figura 22 Relación momento-curvatura de un miembro a Flexible
Fuente: Concreto – Dr. (c) Ricardo Oviedo Sarmiento Pág. 15

2.6. Coeficiente de reducción de Fuerzas Sísmicas

En el análisis sismorresistente de estructuras se establecen relaciones entre el análisis elástico, que utiliza en el diseño estructural, con el análisis plástico, el cual es el comportamiento esperado de las estructuras sometidos a sismos importantes.

Las estructuras se diseñan a una resistencia lateral inferior a la resistencia elástica, que se obtiene con un espectro de diseño elástico afectado por un factor de reducción de respuestas sísmicas (R).

En el diseño de estructuras sismorresistentes al aplicar un factor de reducción de la respuesta se acepta que el sistema estructural bien detallado es capaz de mantener grandes deformaciones sin llegar al colapso. También se debe de tener en consideración que la estructura incursionara en el rango no lineal con un daño estructural importante.

El ATC (Applied Technology Council) considera que el factor de reducción de la respuesta “R” es el producto de tres factores: el de Reducción por resistencia Rs, el de reducción por ductilidad Ru y el factor de redundancia Rr. De estos tres factores, los dos primeros son dependientes del período, mientras que el factor de redundancia se expresa como valores fijos sugeridos para distintos tipos estructurales y se suele incluir dentro del valor de sobre resistencia.

Para el análisis de estructuras de concreto armado se usará según la clasificación que se haga un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R) establecidos en la Tabla N°6 de la Norma E.030-2016. Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo estabilidad de la estructura.

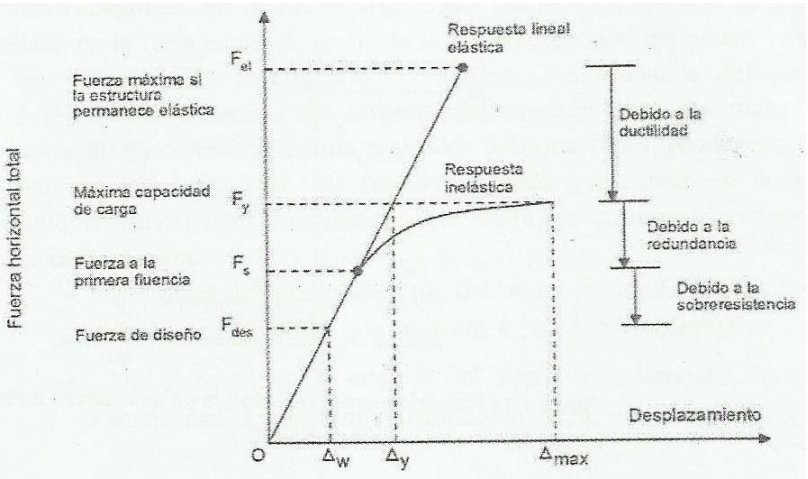


Figura 23 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas
Fuente: Concreto – Dr. (c) Ricardo Oviedo Sarmiento Pág. 16

2.7. Diseño Sísmico Basado en Desplazamiento

En la normatividad actual la teoría de la probabilidad es utilizada para la determinación de la fuerza sísmica y los ingenieros estructurales usan esta información para el diseño de estructuras. En estructuras de concreto armado, la rigidez elástica inicial nunca será válida después de que la fluencia ocurra. El cálculo de la rigidez se basa en la sección bruta sin considerarla influencia del fisuramiento. Los periodos calculados tendrán una variación considerable como consecuencia de la suposición de la rigidez de los elementos. Esto provee diseños con niveles de riesgo variables.
Comúnmente se diseñan estructuras para una fuerza menor que la fuerza elástica, porque se entiende que las estructuras bien diseñadas, poseen ductilidad y se pueden deformar inelásticamente por el sismo sin pérdida de resistencia. Esto implica daño, pero no colapso.
Para un tipo de sistema estructural no es recomendable definir una única capacidad de ductilidad, debido a que la rigidez no es independiente de la resistencia y que la aproximación de “igual desplazamiento” no es válida. La interacción entre las columnas y los muros de concreto armado debido a sus incompatibilidades entre sus desplazamientos naturales verticales modifican la acción inelástica y se asemejan poco a las predicciones elásticas.

El diseño basado es desplazamiento ha sido desarrollado con la finalidad de mitigar las deficiencias del actual diseño basado en fuerza. La diferencia fundamental es que este método representa la estructura a ser diseñada por el desempeño de un sistema de un grado de libertad a una respuesta de desplazamiento máximo en vez de sus características elásticas iniciales.

La filosofía es diseñar una estructura que pueda lograr, en lugar de estar limitado, a un estado límite de desempeño bajo una determinada intensidad sísmica. El procedimiento de diseño determina la resistencia requerida para que las rotulas plásticas diseñadas puedan lograr los objetivos de diseño en términos de objetivos de desplazamiento definidos. Esto debe ser combinado con los procedimientos de diseño por capacidad para asegurar que las rotulas plásticas ocurran donde solamente estén destinadas.

Identificando y evaluando la capacidad de desempeño de un edificio es una parte integral del proceso de diseño. Es un proceso interactivo que parte integral del proceso de diseño. Es un proceso interactivo que comienza con la selección de los objetivos de desempeño. Cada objetivo de desempeño es un estado del riesgo aceptable de los niveles de daño, y la consecuente pérdida que pueda ocurrir como un resultado de este daño, a un determinado nivel de peligro sísmico.

El objetivo es reducir al mínimo los costos del edificio durante su vida útil. Esto se hace teniendo en cuenta un conjunto de objetivos de diseño. La esencia del método es la selección de los objetivos de desempeño sísmico definidos como el acoplamiento del nivel de rendimiento esperado con los niveles

esperados de fuerza sísmica. Los desplazamientos estructurales pueden ser directamente relacionados al daño potencial a través de deformaciones del material y las distorsiones.

Los niveles de desempeño son:

(O) - Operacional (las instalaciones continúan en funcionamiento con daños menores y menor interrupción en los servicios no esenciales).

(IO) - Ocupación inmediata (las instalaciones continúan en funcionamiento con un daño insignificante)

(LS) - Seguridad de vida (se protege sustancialmente, el daño es moderado a extenso).

(CP) - Cerca del colapso (seguridad de la vida está en riesgo, el daño es grave, prevenir el colapso.

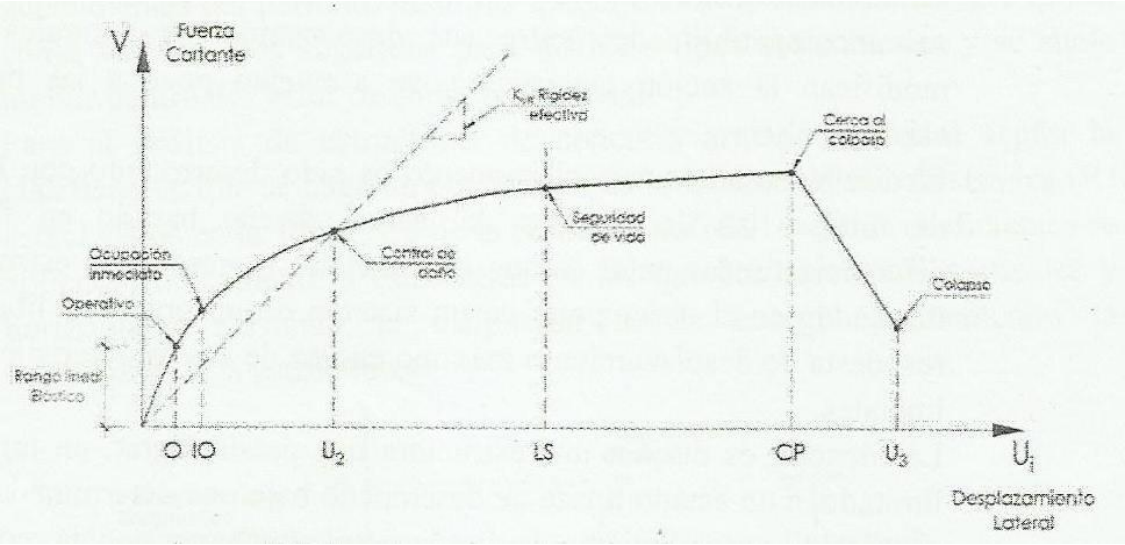


Figura 24 Desplazamiento Lateral y Niveles de Desempeño
Fuente: Concreto – Dr. (c) Ricardo Oviedo Sarmiento Pág. 18

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA

3.1. Operacionalización de variables

- **Variable Independiente:** Diseño Sísmico de un Edificio de 14 Pisos.

- **Variable dependiente:** Disipadores de Energía.

Pregunta	**¿Cuál es el desempeño sísmico de un edificio de 14 pisos con Disipadores de Energía?**
Términos de pregunta	¿Cuál es el desempeño Sísmico?
Variable 1	Diseño Sísmico de un Edificio de 14 pisos.
Términos de relación entre variables	Mejora
Variable 2	Disipadores de Energía
Unidad de estudio	Análisis estructural del Proyecto " Hotel 4 estrellas en la ciudad de Tumbes"
Dónde	Ciudad de Tumbes (Tumbes, Tumbes, Tumbes).
Cuándo	Año 2018

Cuadro N° 2
Fuente: Propia

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES
Diseño Sísmico de un Edificio de 14 pisos	Concebir un edificio con un adecuado comportamiento estructural suficientemente rígida pero a su vez dúctil, es decir que tenga la capacidad de incursiona en el rango inelástico.	Tipo de Sistema Estructural	Sistema Constructivo Dual
		Análisis Estático	Fuerzas Equivalentes
		Análisis Dinámico	Tiempo - Historia
		Análisis no Lineal - Elástico	Sismo Severo
Disipadores de Energía	Elementos estructurales que absorben grandes cantidades de energía, asegurándose, de esta manera, que otros elementos estructurales convencionales no sean sobre exigidos, lo que podría ocasionar importantes daños en la estructura. Estos dispositivos captan la fuerza sísmica a través del comportamiento plástico de metales dúctiles, la fricción entre superficies en contacto bajo presión.	Diseño Estructural	Calculo Estructural
		Disipadores Viscosos	Disipador Chevron
			Funcionalidad conjunta con el Sistema Estructural.
			Aumento del Coeficiente de Amortiguamiento (C)

Cuadro N° 3
Fuente: Propia

3.2. Diseño de investigación

(Sampieri 2007) define a la investigación descriptiva como aquella que se encarga de medir, mensurar, calificar y cuantificar una variable.

De acuerdo a la definición planteada por Sampieri nuestra investigación propuesta cumple las características planteadas por el autor, por lo que se puede definir que esta investigación es descriptiva pura, porque se encargará de medir y calificar la influencia de un sismo severo en un

edificio con disipadores de energía entre el mismo edificio sin disipadores incorporados. La estabilidad prima ante fuerzas externas en un Hotel 4 estrellas de la Ciudad de Tumbes

3.3. Unidad de estudio

La estructura del "Proyecto Hotel 4 Estrellas de la ciudad de Tumbes" y su comportamiento al momento de utilizar disipadores de energías en sus 14 pisos de altura (56.8 m)

3.4. Población

(Patricio Suárez Gil, 2011) define a la población de estudio como un grupo con características definidas o conjunto de "individuos" al que se refiere nuestra pregunta de estudio o respecto al cual se pretende concluir algo.

De acuerdo a las definiciones anteriores, para esta investigación se considera como población a todo el proyecto: "Hotel 4 estrellas para ciudad de Tumbes"

3.5. Muestra (muestreo o selección)

(Hernández, 2008).define a la muestra como un, grupo de personas, eventos, sucesos, comunidades, etc., sobre el cual se habrán de recolectar los datos, sin que necesariamente sea representativo del universo o población que se estudia

De acuerdo a las definiciones anteriores, para esta investigación NO se considera trabajar con muestra puesto que se tiene acceso a todo el proyecto del "Hotel 4 Estrellas".

3.6. Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos

De recolección de información.

- Observación directa o sistemática.
- Análisis de resultados en experimentos previos.
-

De procesamiento de información.

- Análisis documental
- Análisis estadístico
- Análisis visual
- Análisis experimental

3.7. Métodos, instrumentos y procedimientos de análisis de datos

- Modelos computarizados
- Estudio de comportamiento sísmico de modo virtual.
- Norma técnica de Edificación.
- Laboratorios de la Universidad Privada del Norte.

CAPÍTULO 4. RESULTADOS

4.1. PRE - DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1.1. Losa Maciza

Para el pre dimensionamiento de las losas macizas en dos direcciones se tomara las recomendaciones brindadas por el ACI (2014), para lo cual se aplicara la siguiente regla práctica y criterio inicial usado en diversos proyectos:

Relación losa maciza

Losa maciza en dos direcciones	
Mayor luz (m)	**Peralte**
Entre 4 a 5.5 m	L/40
Entre 5.5 a 6.5 m	L/35
Entre 6.5 a 7.5 m	L/30

Cuadro N° 4
Fuente: Oviedo Sarmiento, 2015.

$$h = \frac{L}{35}$$

Dónde:
h = Peralte de la losa maciza
L = Longitud de la luz mayor entre paños

$$h = \frac{6.40}{35}$$
$$h = 0.183\ m$$

Por lo tanto redondeando se decide emplear un espesor de losa maciza de 20 cm.

4.1.2. Losa Aligerada

Para el pre dimensionamiento de las losas aligeradas unidireccionales, se tomara las recomendaciones brindadas por el ACI (2014) y la E-060, para lo cual se aplicara la siguiente razón:

$$\boldsymbol{h = \frac{L}{25}}$$

Dónde:
h = Peralte de la losa aligerada
L = Longitud de la luz mayor entre paños

$$\boldsymbol{h = \frac{6.40}{25}}$$
$$\boldsymbol{h = 0.256\ m}$$

Por lo tanto, redondeando al valor más crítico y evitando a seguridad las deflexiones en la losa, se decide emplear un espesor de losa aligerada de 30 cm.

4.1.3. Vigas

Elementos estructurales con capacidad de recibir todas las cargas provenientes de la losa y transmitirlos directamente hacia las columnas, muros portantes o placas, dependiendo del sistema estructural de la edificación en análisis.

Para vigas peraltadas se aplicara la siguiente regla práctica:

Factores para pre-dimensionamiento de vigas

Factores para pre dimensionamiento de vigas	
Ws/c	**α**
S/C ≤ 200 kg/m^2	12
200 < S/C ≤ 350 kg/m^2	11
350 < S/C ≤ 600 kg/m^2	10
600 < S/C ≤ 750 kg/m^2	9

Cuadro N° 5
Fuente: Oviedo Sarmiento, 2015

La edificación proyectada por el autor para la presente tesis es un hotel de 14 niveles, la cual contara con una sobrecarga de acuerdo a la E-020 de 250 kg/m2 en toda su área, por lo tanto se aplicara la siguiente relación:

$$\boldsymbol{h = \frac{Ln}{11}}$$

$$\boldsymbol{b = \frac{h}{2}}$$

Dónde:
h = Peralte de la viga
Ln = Luz máxima libre en metros
b = Ancho de la viga

$$\boldsymbol{h = \frac{6.40}{11} = 0.582\ m \cong 0.60\ m}$$

$$\boldsymbol{b = \frac{0.60}{2} = 0.30\ m}$$

Por lo tanto, las vigas en toda la edificación en forma ortogonal tendrán dimensiones fijas de 30 x 60 cm.

4.1.4. Columnas

Las columnas son elementos sometidos a trabajo de flexión y compresión (flexo-compresión) así como también a cortantes, en este caso la edificación contara con una combinación de pórticos y muros estructurales (placas), ambos elementos encargados de aportar gran rigidez lateral a la estructura en análisis.

4.1.4.1. Pre - dimensionamiento inicial

Se comenzara con un pre-dimensionamiento inicial proveniente de un primer metrado en la cual se tiene las siguientes cargas aplicadas a la estructura:

Losa maciza = 0.48 t/m^2
Tabiquería = 0.15 t/m^2
Acabados = 0.10 t/m^2
ɣ concreto = 2.4 t/m^3
Sobrecarga = 0.25 t/m^2

Para el primer metrado y poder considerar un peso inicial de las columnas se aplicara las siguientes formulas:

Columna centrada $\longrightarrow$ $b = \frac{H}{8}$

Columna excéntrica $\longrightarrow$ $b = \frac{H}{9}$

Columna esquinada $\longrightarrow$ $b = \frac{H}{10}$

Dónde:

b = Lado de la columna

H = Altura de entrepiso

Se tiene alturas de entrepiso de 4.8 m en el primer nivel y típicos del 2do al 14avo nivel de 4 m, por lo tanto redondeando al más desfavorable las dimensiones de "b" serán las siguientes:

Columnas centradas = 0.60 m
Columnas excéntricas = 0.53 m
Columnas esquinadas = 0.48 m

Homogenizando resultados se usara la dimensión de mayor lado por columna para obtener el primer metrado crítico, dando como resultados las siguientes cargas:

Cargas tributarias inicial en columnas

CARGAS TRIBUTARIAS INICIAL EN COLUMNAS	
COLUMNA CÉNTRICA	670.62 Tn
COLUMNA EXCÉNTRICA	423.24 Tn
COLUMNA ESQUINADA	241.95 Tn

Cuadro N° 6
Fuente: Propia

- **CÁLCULO DE PRE - DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS**

Para el cálculo de dimensiones de las columnas se usara las siguientes formulas brindadas por el Dr. Antonio Blanco Blasco:

a) Para la presente unidad de análisis, las columnas centradas se podrán pre dimensionar con la siguiente formula:

$$\boldsymbol{Acol = \frac{Pservicio}{0.45F'c}}$$

Dónde:

A_{col} = Área de la columna

$P_{servicio}$ = Peso de servicio tributario por columna

✓ **Columnas centradas**

Teniendo como dato predecesor la carga inicial tributaria de las columnas centradas se procederá al cálculo de las dimensiones iniciales.

$$\boldsymbol{Acol = \frac{670.72\ tn}{0.45(0.28)}}$$

$$\boldsymbol{Acol = 5323.17\ cm^2}$$

b) Para las columnas excéntricas y esquinadas sabiendo que trabajan a menos carga axial, se podrá pre dimensionar con la siguiente formula teniendo como límite para zonas sísmicas dimensiones no menor a 1000 cm^2:

$$\boldsymbol{Acol = \frac{Pservicio}{0.35F'c}}$$

Dónde:

Acol = Área de la columna

Pservicio = Peso de servicio tributario por columna

✓ **Columna excéntrica**

Teniendo como dato predecesor la carga inicial tributaria de la columna excéntrica se procederá al cálculo de las dimensiones iniciales.

$$\boldsymbol{Acol = \frac{423.24}{0.35(0.28)}}$$

$$\boldsymbol{Acol = 4318.78\ cm^2}$$

✓ **Columna esquinada**

Teniendo como dato predecesor la carga inicial tributaria de la columna esquinada se procederá al cálculo de las dimensiones iniciales.

$$\boldsymbol{Acol = \frac{241.95}{0.35(0.28)}}$$

$$\boldsymbol{Acol = 2468.88\ cm^2}$$

4.1.4.2. Pre - dimensionamiento final

✓ **Columnas centradas**

Para las columnas centradas todo índico previamente en el cálculo inicial dadas en el ítem 2.2.4.1 que solo es necesario utilizar columnas centradas con dimensiones de 60 x 60 cm como máximo, ya que seria las necesarias para soportar todas las cargas provenientes hacia la misma. Sin embargo tenemos que tener en cuenta que la estructura será también analizada ha sismo tanto moderado como severo, en la cual se controlara los periodos naturales de vibración en los dos ejes en planta, teniendo como referencia el cálculo aproximado de periodos con la siguiente fórmula:

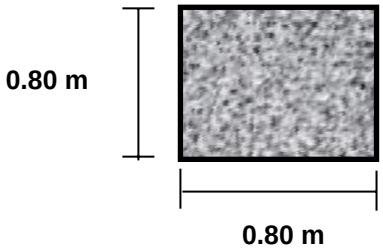
$$\boldsymbol{T \cong 0.1(Npisos)}$$

Por lo tanto, según expertos en la rama y experiencia ya de edificaciones diseñadas con dimensiones como las calculadas inicialmente, no tuvieron un buen comportamiento ante sismo moderado, teniendo en muchas ocasiones el colapso de las mismas.

Ahora bien, cabe indicar que las columnas como elementos que trabajan a flexo-compresión preferentemente, serán analizadas a efectos de esbeltez en una magnificación de momentos de ser necesario, flexión biaxial y cortante biaxial, de las cuales ya en la experiencia de los especialistas, optar por dimensiones dadas en un cálculo previo nos brindaría una cuantía muy elevada y tupida para dichas secciones.

Por lo tanto, para el presente proyecto se usara dimensiones recomendadas y con un área transversal en la cual se tenga un criterio de cuantía minina de 1% y máxima del 4% brindando facilidades para su ejecución, más económicos y sobre todo mantener un periodo de acorde a la altura y masa de la estructura.

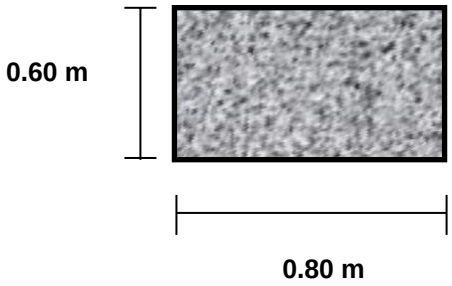
Las dimensiones elegidas son de 80 x 80 cm del primer al quinto nivel



De 60 x 60 cm del sexto al décimo nivel, y de 40 x 40 cm del onceavo al catorceavo nivel.

✓ **Columnas excéntricas**

Para las columnas excéntricas se tendrá el mismo criterio aplicado en las columnas centradas. Las dimensiones elegidas son de 60 x 80 cm.

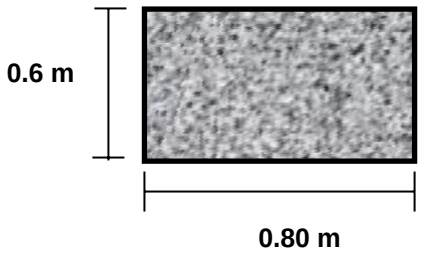


De 40 x 60 cm del sexto al décimo nivel, y de 40 x 40 cm del onceavo al catorceavo nivel.

✓ **Columnas esquinadas**

Para las columnas esquinadas se tendrá el mismo criterio aplicado en las columnas excéntricas.

Las dimensiones elegidas son de 60 x 80 cm.



De 40 x 60 cm del sexto al décimo nivel, y de 40 x 40 cm del onceavo al catorceavo nivel

4.1.5. Placas

Para las placas o muros de corte poder fijar un dimensionamiento es un poco complicado, ya que estas tienen como principal función absorber las fuerzas laterales provenientes del sismo, esto quiere decir que mientras más robustas o importantes sean en la edificación más cortante sísmica absorberán. Esto significa que se podría prescindir de los elementos de corte si se desea que los pórticos tomen el 100% del cortante sísmico.

Se recomienda en zonas de alta sismicidad placas de espesores como mínimo de 20 cm, para el presente proyecto la edificación es de gran altura y se encuentra ubicada en Tumbes, perteneciente a la zona 04 del mapa de zonas sísmicas de la E-030 (2016), para lo cual ha criterio se optó por acoplar placas de 25 cm de espesor.

4.1.6. Modelo estructural 3D en ETABS

Se muestra el modelo asistido por el software Etabs 2016:

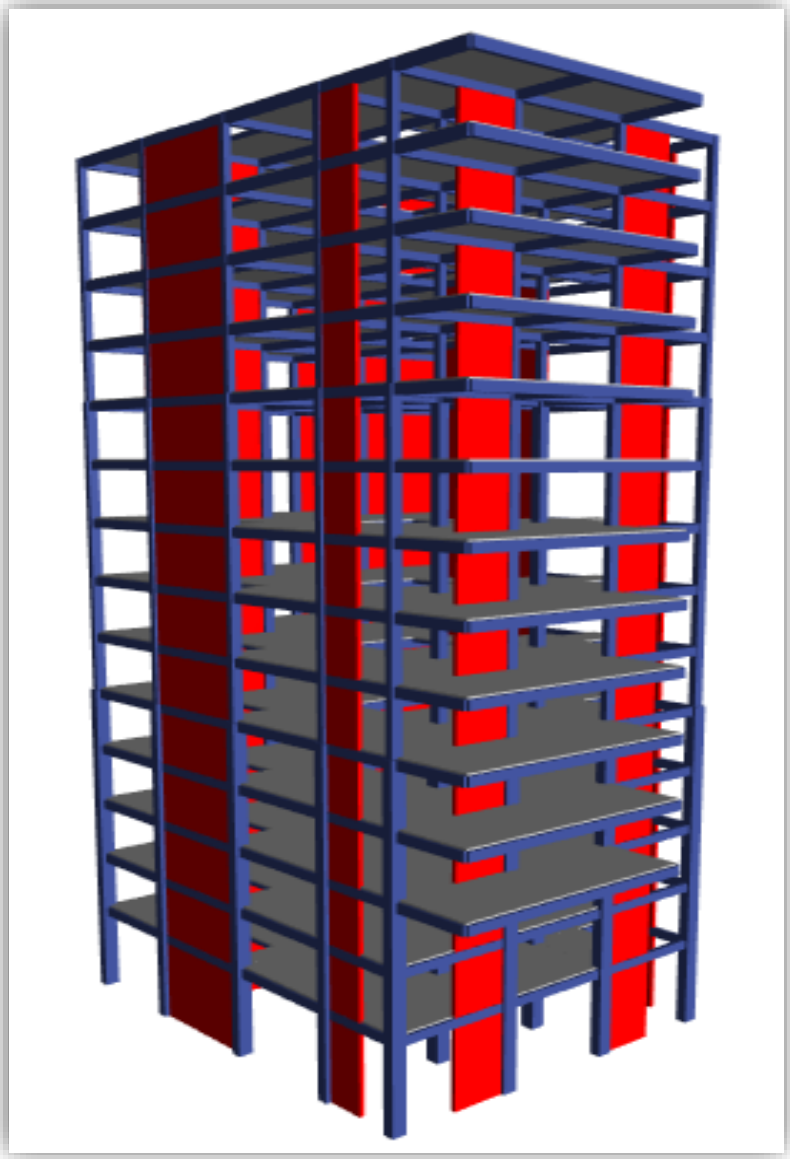


Figura 25
Fuente: Propia

ANÁLISIS SÍSMO – SISTEMA DUAL

4.2. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO – SISTEMA DUAL

El presente modelo de análisis sísmico también denominado de fuerzas equivalentes, tiene por función aplicar un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas final de cada entre piso de la edificación.

Este método es aplicable según los requisitos dados por la E.030 para:

- Edificaciones regulares e irregulares
- Para definir el sistema y el coeficiente de reducción sísmica

Cabe indicar que el presente modelo sísmico es aplicable a la estructura en análisis de la presente tesis ya que cumple con los requisitos dados en la E.030.

Tener en cuenta que un análisis sísmico estático solo será usado con fines de comparación, como por ejemplo el porcentaje de cortante basal.

4.2.1. Periodo fundamental de vibración (T)

El periodo fundamental referencial inicial de la estructura se estimara con la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{T = \frac{hn}{Ct}}$$

Dónde:

T = Periodo fundamental

hn = Altura de la edificación desde el nivel de terreno natural

Ct = Factor en función al sistema estructural X y Y

El valor de Ct estará en función a la presente tabla:

Coeficientes de periodo por sistema estructural

Ct = 35	Pórticos de concreto armado, pórticos de acero
Ct = 45	Pórticos más muros en la caja de ascensores o escaleras y pórticos arriostrados de acero
Ct = 60	Albañilería, concreto armado duales, muros estructurales y muros de ductilidad limitada

Cuadro N° 7
Fuente: RNE E-030, 2016, P. 390

hn = 56.8 m
Ct = Dual asumido = 60

$$\boldsymbol{Txy = \frac{56.8}{60}}$$
$$\boldsymbol{Txy = 0.947\ seg}$$

4.2.2. Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a las características del lugar, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

T < Tp $\qquad C = 2.5$

Tp < T < T_L $\qquad C = 2.5x\ (\frac{Tp}{T})$

T > T_L $\qquad C = 2.5\ x\ (\frac{Tp\ x\ TL}{T^2})$

Se tiene como dato referencial que el periodo fundamental de vibración de Txy = 0.947 seg.

✓ Periodos de acuerdo al tipo de suelo

	Perfiles de suelo			
	S0	**S1**	**S2**	**S3**
Tp (s)	0.3	0.4	**0.6**	1.0
Tl (s)	3.0	2.5	**2.0**	1.6

Cuadro N° 8
Fuente: RNE E-030, 2016, P. 385

Para el lugar en donde se proyecta la estructura, se tiene un suelo tipo S2 según datos reales y confiables dados de un previo estudio de mecánica de suelos.

Por lo tanto los parámetros en la tabla predecesora serán:

Tp = 0.6

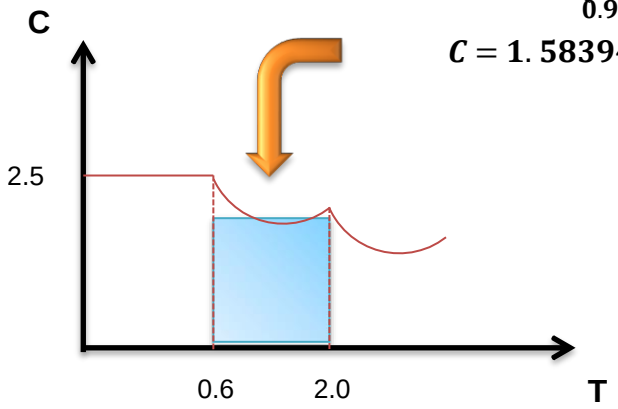
T_L = 2.0

Siguiendo el procedimiento de cálculo del factor de amplificación sísmica se tiene:

$$C = 2.5\left(\frac{0.6}{0.947}\right)$$

$$C = 1.583949$$

$T_p < T < T_L$



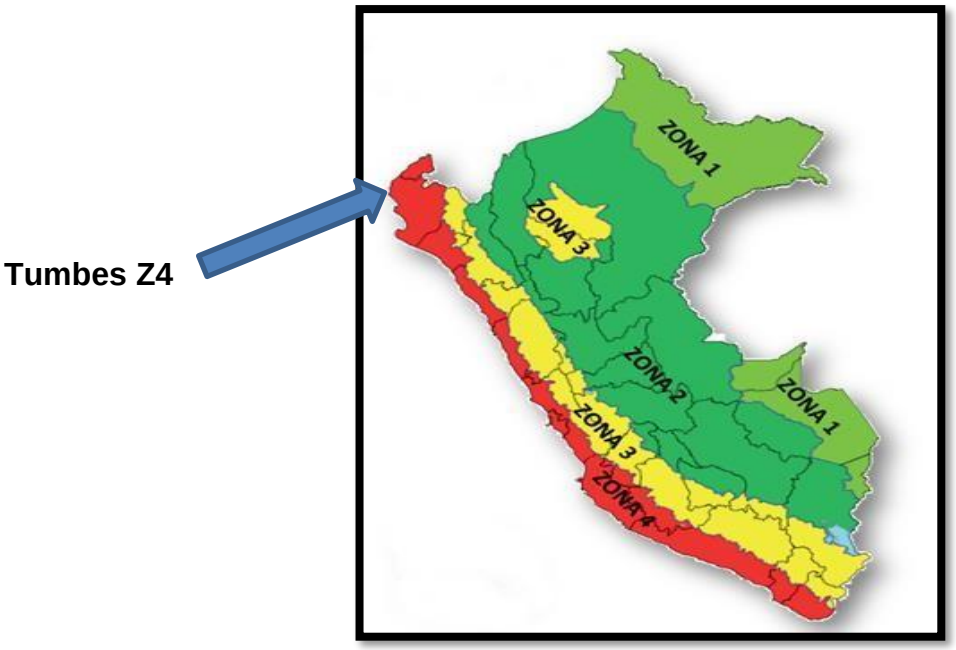
Figuera 26. Factor de Amplificación Sísmica
Fuente: Propia

4.2.3. Factor de zona (Z)

Para la presente tesis recordemos que la edificación estará ubicada en Tumbes, región del cual se determinara su ubicación en el mapa actualizado E.030 2016 de microzonificación sísmica y estudios del sitio, “a cada zona se le otorga un factor Z el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años, dicho factor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad” (Rne, 2016, P. 383).

ZONA	Z
4	**0.45**
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Cuadro N° 9
Fuente: RNE E-030, 2016, P. 383



Figuera 27. Mapa de Zonificación Sísmica
Fuente: RNE E-030,2016. Pág. 383

Por lo tanto, del cuadro y mapa se tiene un valor para la ubicación del edificio de Z = 0.45

4.2.4. Perfil del suelo (S)

Corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte de Ṽ, entre 180 m/s y 500 m/s.

Del estudio de mecánica de suelos realizado para la edificación de la presente tesis, se tiene un tipo de suelo S2 del cual se muestran los valores en la siguiente tabla:

SUELO - ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Cuadro N° 10
Fuente: RNE E-030, 2016, P. 385

Del cuadro se observa que el valor para el tipo de suelo en la cual se proyecta la edificación tiene un valor de S = 1.05

4.2.5. Categoría de la edificación (U)

La edificación en análisis como ya se explicó en el capítulo de generalidades del proyecto, será un Hotel catalogado según la norma como edificación común, teniendo por ende un factor de U = 1.0

Categoría de la edificación

Categoría	Descripción	Factor
C Edificaciones comunes	• Edificaciones comunes tales como: Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios	**1.0**

Cuadro N° 11
Fuente: RNE E-030, 2016, P. 386

4.2.6. Coeficiente de reducción sísmica (R)

La edificación será asumida para inicio de cálculo con un sistema dual para lo cual le corresponde un R = 7

Coeficiente de reducción sísmica

Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción Ro
Concreto armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Cuadro N° 12
Fuente: RNE E-030, 2016, P. 387

4.2.7. Regularidad estructural

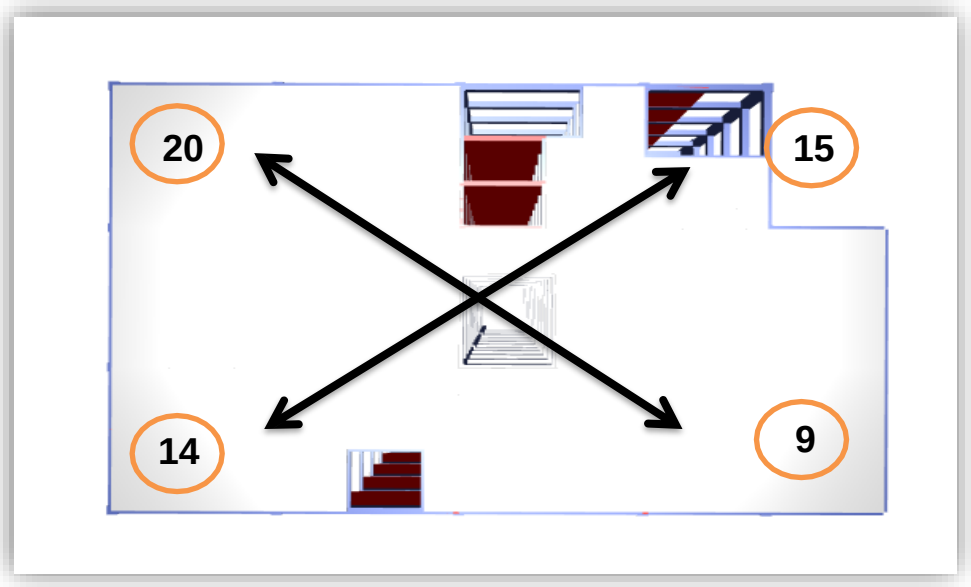
La estructura en análisis de la presente tesis será sometida a distintas evaluación para determinar algún tipo de irregularidad al trabajar con la norma actualizada E-030 2016.

Para lo cual a continuación definimos la existencia de algún tipo de irregularidad que presentase la estructura.

4.2.7.1. Irregularidades en altura

- **Irregularidad de rigidez – Piso blando**

"Se presenta irregularidad por piso blando cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, las derivas es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes" (RNE, 2016, p. 388).



Figuera 28 Nudos Extremos Análisis de Rigidez
Fuente: Propia

El análisis de la regularidad se calculara con el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso, para este caso serán los joint label 20 con 9 y 14 con 15.

				Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story14	20	184	S_ESTX	0.066154	4	0.00561	0.0014025
Story13	20	183	S_ESTX	0.060544	4	0.005723	0.00143075
Story12	20	185	S_ESTX	0.054821	4	0.005818	0.0014545
Story11	20	186	S_ESTX	0.049003	4	0.00587	0.0014675
Story10	20	187	S_ESTX	0.043133	4	0.005846	0.0014615
Story9	20	188	S_ESTX	0.037287	4	0.005766	0.0014415
Story8	20	189	S_ESTX	0.031521	4	0.005595	0.00139875
Story7	20	190	S_ESTX	0.025926	4	0.005314	0.0013285
Story6	20	191	S_ESTX	0.020612	4	0.004915	0.00122875
Story5	20	192	S_ESTX	0.015697	4	0.004426	0.0011065
Story4	20	193	S_ESTX	0.011271	4	0.003896	0.000974
Story3	20	194	S_ESTX	0.007375	4	0.003236	0.000809
Story2	20	195	S_ESTX	0.004139	4	0.00244	0.00061
Story1	20	181	S_ESTX	0.001699	4.8	0.001699	0.00035396

Cuadro N° 13 Análisis de Regularidad en X - Extremo 20.
Fuente: Propia

				Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story14	9	244	S_ESTX	0.09608	4	0.006488	0.001622
Story13	9	243	S_ESTX	0.089592	4	0.006877	0.00171925
Story12	9	245	S_ESTX	0.082715	4	0.007311	0.00182775
Story11	9	246	S_ESTX	0.075404	4	0.007706	0.0019265
Story10	9	247	S_ESTX	0.067698	4	0.007956	0.001989
Story9	9	248	S_ESTX	0.059742	4	0.008176	0.002044
Story8	9	249	S_ESTX	0.051566	4	0.008268	0.002067
Story7	9	250	S_ESTX	0.043298	4	0.008182	0.0020455
Story6	9	251	S_ESTX	0.035116	4	0.007853	0.00196325
Story5	9	252	S_ESTX	0.027263	4	0.007284	0.001821
Story4	9	253	S_ESTX	0.019979	4	0.006662	0.0016655
Story3	9	254	S_ESTX	0.013317	4	0.00575	0.0014375
Story2	9	255	S_ESTX	0.007567	4	0.00449	0.0011225
Story1	9	241	S_ESTX	0.003077	4.8	0.003077	0.00064104

Cuadro N° 14 Análisis de Regularidad en X - Extremo 9.
Fuente: Propia

Deriva X	1.4 Deriva	Promedio 3 Pisos	1.25 Promedio
Promedio	Piso Superior	Superiores	Pisos Superiores
0.00151225		0.0015761	1.08
0.001575	**1.04**		
0.00164113	**1.04**		
0.001697	**1.03**		
0.00172525	**1.02**		
0.00174275	**1.01**		
0.00173288	**0.99**		
0.001687	**0.97**		
0.001596	**0.95**		
0.00146375	**0.92**		
0.00131975	**0.90**		
0.00112325	**0.85**		
0.00086625	**0.77**		
0.0004975	**0.57**		

Cuadro N° 15 Análisis de Promedio de Derivas en X - Extremo 20-9.
Fuente: Propia

Se comprueba que no existe **Irregularidad de Rigidez** porque el promedio de las Derivas (drift) de los extremos 20 y 9 en el eje X, no su supera la distorsión de entrepiso inmediato superior (1.4), ni el promedio de distorsión de entrepiso de los tres niveles superiores adyacentes (1.25).(Ver RNE E.030. Tabla 8. Pág. 388)

				Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story14	20	184	S_ESTY	0.06731	4	0.004811	0.00120275
Story13	20	183	S_ESTY	0.062499	4	0.005037	0.00125925
Story12	20	185	S_ESTY	0.057462	4	0.00528	0.00132
Story11	20	186	S_ESTY	0.052182	4	0.005503	0.00137575
Story10	20	187	S_ESTY	0.046679	4	0.005646	0.0014115
Story9	20	188	S_ESTY	0.041033	4	0.005742	0.0014355
Story8	20	189	S_ESTY	0.035291	4	0.005742	0.0014355
Story7	20	190	S_ESTY	0.029549	4	0.005627	0.00140675
Story6	20	191	S_ESTY	0.023922	4	0.005369	0.00134225
Story5	20	192	S_ESTY	0.018553	4	0.004961	0.00124025
Story4	20	193	S_ESTY	0.013592	4	0.004499	0.00112475
Story3	20	194	S_ESTY	0.009093	4	0.003874	0.0009685
Story2	20	195	S_ESTY	0.005219	4	0.003049	0.00076225
Story1	20	181	S_ESTY	0.00217	4.8	0.00217	0.000452083

Cuadro N° 16 Análisis de Regularidad en Y - Extremo 20.
Fuente: Propia

				Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story14	9	244	S_ESTY	0.081565	4	0.006271	0.00156775
Story13	9	243	S_ESTY	0.075294	4	0.006509	0.00162725
Story12	9	245	S_ESTY	0.068785	4	0.006738	0.0016845
Story11	9	246	S_ESTY	0.062047	4	0.006925	0.00173125
Story10	9	247	S_ESTY	0.055122	4	0.007007	0.00175175
Story9	9	248	S_ESTY	0.048115	4	0.007038	0.0017595
Story8	9	249	S_ESTY	0.041077	4	0.006955	0.00173875
Story7	9	250	S_ESTY	0.034122	4	0.006726	0.0016815
Story6	9	251	S_ESTY	0.027396	4	0.006324	0.001581
Story5	9	252	S_ESTY	0.021072	4	0.005753	0.00143825
Story4	9	253	S_ESTY	0.015319	4	0.005159	0.00128975
Story3	9	254	S_ESTY	0.01016	4	0.004376	0.001094
Story2	9	255	S_ESTY	0.005784	4	0.003387	0.00084675
Story1	9	241	S_ESTY	0.002397	4.8	0.002397	0.000499375

Cuadro N° 17 Análisis de Regularidad en Y - Extremo 9.
Fuente: Propia

Deriva Y	1.4 Deriva	Promedio 3 Pisos	1.25 Promedio
Promedio	Piso Superior	Superiores	Pisos Superiores
0.00138525		0.0014436	1.08
0.00144325	**1.04**		
0.00150225	**1.04**		
0.0015535	**1.03**		
0.001581625	**1.02**		
0.0015975	**1.01**		
0.001587125	**0.99**		
0.001544125	**0.97**		
0.001461625	**0.95**		
0.00133925	**0.92**		
0.00120725	**0.90**		
0.00103125	**0.85**		
0.0008045	**0.78**		
0.000475729	**0.59**		

Cuadro N° 18 Análisis de Promedio de Derivas en Y - Extremo 20-9.
Fuente: Propia

Se comprueba que no existe **Irregularidad de Rigidez** porque el promedio de las Derivas (drift) de los extremos 20 y 9 en el eje Y, no su supera la distorsión de entrepiso inmediato superior (1.4), ni el promedio de distorsión de entrepiso de los tres niveles superiores adyacentes (1.25). (Ver RNE E.030. Tabla 8. Pág. 388)

				Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story14	14	139	S_ESTX	0.066154	4	0.00561	0.0014025
Story13	14	138	S_ESTX	0.060544	4	0.005723	0.00143075
Story12	14	140	S_ESTX	0.054821	4	0.005818	0.0014545
Story11	14	141	S_ESTX	0.049003	4	0.00587	0.0014675
Story10	14	142	S_ESTX	0.043133	4	0.005846	0.0014615
Story9	14	143	S_ESTX	0.037287	4	0.005766	0.0014415
Story8	14	144	S_ESTX	0.031521	4	0.005595	0.00139875
Story7	14	145	S_ESTX	0.025926	4	0.005314	0.0013285
Story6	14	146	S_ESTX	0.020612	4	0.004915	0.00122875
Story5	14	147	S_ESTX	0.015697	4	0.004426	0.0011065
Story4	14	148	S_ESTX	0.011271	4	0.003896	0.000974
Story3	14	149	S_ESTX	0.007375	4	0.003236	0.000809
Story2	14	150	S_ESTX	0.004139	4	0.00244	0.00061
Story1	14	136	S_ESTX	0.001699	4.8	0.001699	0.000353958

Cuadro N° 19 Análisis de Regularidad en X - Extremo 14.
Fuente: Propia

				Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story14	15	289	S_ESTX	0.096051	4	0.006451	0.00161275
Story13	15	288	S_ESTX	0.0896	4	0.006885	0.00172125
Story12	15	290	S_ESTX	0.082715	4	0.007304	0.001826
Story11	15	291	S_ESTX	0.075411	4	0.007754	0.0019385
Story10	15	292	S_ESTX	0.067657	4	0.007905	0.00197625
Story9	15	293	S_ESTX	0.059752	4	0.008189	0.00204725
Story8	15	294	S_ESTX	0.051563	4	0.008267	0.00206675
Story7	15	295	S_ESTX	0.043296	4	0.008167	0.00204175
Story6	15	296	S_ESTX	0.035129	4	0.007917	0.00197925
Story5	15	297	S_ESTX	0.027212	4	0.007203	0.00180075
Story4	15	298	S_ESTX	0.020009	4	0.006681	0.00167025
Story3	15	299	S_ESTX	0.013328	4	0.005749	0.00143725
Story2	15	300	S_ESTX	0.007579	4	0.004448	0.001112
Story1	15	286	S_ESTX	0.003131	4.8	0.003131	0.000652292

Cuadro N° 20 Análisis de Regularidad en Y - Extremo 15.
Fuente: Propia

Deriva X	1.4 Deriva	Promedio 3 Pisos	1.25 Promedio
Promedio	Piso Superior	Superiores	Pisos Superiores
0.00150763		0.0015746	1.08
0.001576	**1.05**		
0.00164025	**1.04**		
0.001703	**1.04**		
0.00171888	**1.01**		
0.00174438	**1.01**		
0.00173275	**0.99**		
0.00168513	**0.97**		
0.001604	**0.95**		
0.00145363	**0.91**		
0.00132213	**0.91**		
0.00112313	**0.85**		
0.000861	**0.77**		
0.00050313	**0.58**		

Cuadro N° 21 Análisis de Promedio de Derivas en X - Extremo 14-15.
Fuente: Propia

Se comprueba que no existe **Irregularidad de Rigidez** porque el promedio de las Derivas (drift) de los extremos 14 y 15 en el eje X, no su supera la distorsión de entrepiso inmediato superior (1.4), ni el promedio de distorsión de entrepiso de los tres niveles superiores adyacentes (1.25). (Ver RNE E.030. Tabla 8. Pág. 388)

				Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story14	14	139	S_ESTY	0.081565	4	0.006271	0.00156775
Story13	14	138	S_ESTY	0.075294	4	0.006509	0.00162725
Story12	14	140	S_ESTY	0.068785	4	0.006738	0.0016845
Story11	14	141	S_ESTY	0.062047	4	0.006925	0.00173125
Story10	14	142	S_ESTY	0.055122	4	0.007007	0.00175175
Story9	14	143	S_ESTY	0.048115	4	0.007038	0.0017595
Story8	14	144	S_ESTY	0.041077	4	0.006955	0.00173875
Story7	14	145	S_ESTY	0.034122	4	0.006726	0.0016815
Story6	14	146	S_ESTY	0.027396	4	0.006324	0.001581
Story5	14	147	S_ESTY	0.021072	4	0.005753	0.00143825
Story4	14	148	S_ESTY	0.015319	4	0.005159	0.00128975
Story3	14	149	S_ESTY	0.01016	4	0.004376	0.001094
Story2	14	150	S_ESTY	0.005784	4	0.003387	0.00084675
Story1	14	136	S_ESTY	0.002397	4.8	0.002397	0.000499375

Cuadro N° 22 Análisis de Regularidad en Y - Extremo 14.
Fuente: Propia

				Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story14	15	289	S_ESTY	0.067293	4	0.004786	0.0011965
Story13	15	288	S_ESTY	0.062507	4	0.005041	0.00126025
Story12	15	290	S_ESTY	0.057466	4	0.005278	0.0013195
Story11	15	291	S_ESTY	0.052188	4	0.005506	0.0013765
Story10	15	292	S_ESTY	0.046682	4	0.005642	0.0014105
Story9	15	293	S_ESTY	0.04104	4	0.00574	0.001435
Story8	15	294	S_ESTY	0.0353	4	0.005742	0.0014355
Story7	15	295	S_ESTY	0.029558	4	0.005621	0.00140525
Story6	15	296	S_ESTY	0.023937	4	0.005405	0.00135125
Story5	15	297	S_ESTY	0.018532	4	0.004914	0.0012285
Story4	15	298	S_ESTY	0.013618	4	0.004512	0.001128
Story3	15	299	S_ESTY	0.009106	4	0.003871	0.00096775
Story2	15	300	S_ESTY	0.005235	4	0.003027	0.00075675
Story1	15	286	S_ESTY	0.002208	4.8	0.002208	0.00046

Tabla N° 23 Análisis de Regularidad en Y - Extremo 15.
Fuente: Propia

Deriva Y Promedio	1.4 Deriva Piso Superior	Promedio 3 Pisos Superiores	1.25 Promedio Pisos Superiores
0.001382125		0.0014426	1.08
0.00144375	**1.04**		
0.001502	**1.04**		
0.001553875	**1.03**		
0.001581125	**1.02**		
0.00159725	**1.01**		
0.001587125	**0.99**		
0.001543375	**0.97**		
0.001466125	**0.95**		
0.001333375	**0.91**		
0.001208875	**0.91**		
0.001030875	**0.85**		
0.00080175	**0.78**		
0.000479688	**0.60**		

Tabla N° 24 Análisis de Promedio de Derivas en Y - Extremo 14-15.
Fuente: Propia

Se comprueba que no existe **Irregularidad de Rigidez** porque el promedio de las Derivas (drift) de los extremos 14 y 15 en el eje Y, no su supera la distorsión de entrepiso inmediato superior (1.4), ni el promedio de distorsión de entrepiso de los tres niveles superiores adyacentes (1.25). (Ver RNE E.030. Tabla 8. Pág. 388)

Como puede observarse en las tablas predecesoras, las derivas promedio de los extremos en los dos ejes de análisis, están por debajo de 1.4 deriva del piso adyacente, por lo tanto la estructura no posee irregularidad por piso blando, no otorgándosele valor alguno.

- **Irregularidad de resistencia – Piso débil**

Existe irregularidad de piso débil cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

		VX	80% VX
Story14	S_ESTX	95.3707	76.297
Story13	S_ESTX	210.0853	168.068
Story12	S_ESTX	314.4531	251.562
Story11	S_ESTX	408.6585	326.927
Story10	S_ESTX	494.0382	395.231
Story9	S_ESTX	570.7786	456.623
Story8	S_ESTX	637.7042	510.163
Story7	S_ESTX	695.0717	556.057
Story6	S_ESTX	743.1644	594.532
Story5	S_ESTX	783.4924	626.794
Story4	S_ESTX	816.0405	652.832
Story3	S_ESTX	839.879	671.903
Story2	S_ESTX	854.3278	683.462
Story1	S_ESTX	862.6598	690.128

Tabla N° 25 Análisis de Fuerzas Cortantes X.
Fuente: Propia

Se muestra en el cuadro que no existe **Irregularidad Piso Débil**. La resistencia de los 14 entrepisos en el eje X es ínfimamente al 80% de resistencia del entrepiso inmediato superior como lo dice la norma. (Ver RNE. E.030, 2016. Tabla 8. Pág. 338)

		VY	80% VY
Story14	S_ESTY	95.3709	76.2967
Story13	S_ESTY	210.0856	168.0685
Story12	S_ESTY	314.4536	251.5629
Story11	S_ESTY	408.6591	326.9273
Story10	S_ESTY	494.0389	395.2311
Story9	S_ESTY	570.7794	456.6235
Story8	S_ESTY	637.7051	510.1641
Story7	S_ESTY	695.0727	556.0582
Story6	S_ESTY	743.1654	594.5323
Story5	S_ESTY	783.4935	626.7948
Story4	S_ESTY	816.0416	652.8333
Story3	S_ESTY	839.8802	671.9042
Story2	S_ESTY	854.329	683.4632
Story1	S_ESTY	862.6609	690.1287

Tabla N° 26 Análisis de Fuerzas Cortantes Y.
Fuente: Propia

Se muestra en el cuadro que no existe **Irregularidad Piso Débil**. La resistencia de los 14 entrepisos en el eje Y es ínfimamente al 80% de resistencia del entrepiso inmediato superior como lo dice la norma. (Ver RNE. E.030, 2016. Tabla 8. Pág. 338)

Como se observa, ninguna fuerza cortante en los dos ejes de análisis es inferior al 80% de las mismas en el entrepiso inmediato superior, por lo tanto no existe irregularidad por piso débil.

- **Irregularidad extrema de rigidez**

Se presenta irregularidad extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, las derivas es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

Para los nodos 20 con 9 se tienen las siguientes tablas de análisis de derivas:

Deriva X Promedio	1.6 Deriva Piso Superior	Promedio 3 Pisos Superiores	1.4 Promedio Pisos Superiores
0.00151225		0.0015761	1.08
0.001575	**1.04**		
0.00164113	**1.04**		
0.001697	**1.03**		
0.00172525	**1.02**		
0.00174275	**1.01**		
0.00173288	**0.99**		
0.001687	**0.97**		
0.001596	**0.95**		
0.00146375	**0.92**		
0.00131975	**0.90**		
0.00112325	**0.85**		
0.00086625	**0.77**		
0.0004975	**0.57**		

Tabla N° 27 Análisis de Extrema Rigidez en X – nodo 20 y 9.
Fuente: Propia

Se concluye del cuadro que no **Existe Extrema Rigidez,** porque las derivas (drift) de entrepisos inmediatos superior de los nodos 20 y 9 en el eje X son menores a 1.6 veces y el promedio de los entrepisos de los tres últimos niveles superiores es menor a 1.4 veces. (Ver RNE. E.030, 2016. Tabla 8. Pág. 338)

Deriva Y Promedio	1.6 Deriva Piso Superior	Promedio 3 Pisos Superiores	1.4 Promedio Pisos Superiores
0.00138525		0.0014436	1.08
0.00144325	**1.04**		
0.00150225	**1.04**		
0.0015535	**1.03**		
0.001581625	**1.02**		
0.0015975	**1.01**		
0.001587125	**0.99**		
0.001544125	**0.97**		
0.001461625	**0.95**		
0.00133925	**0.92**		
0.00120725	**0.90**		
0.00103125	**0.85**		
0.0008045	**0.78**		
0.000475729	**0.59**		

Tabla N° 28 Análisis de Extrema Rigidez en Y – nodo 20 y 9.
Fuente: Propia

Se concluye del cuadro que no **Existe Extrema Rigidez,** porque las derivas (drift) de entrepisos inmediatos superior de los nodos 20 y 9 en el eje Y son menores a 1.6 veces y el promedio de los entrepisos de los tres últimos niveles superiores es menor a 1.4 veces. (Ver RNE. E.030, 2016. Tabla 8. Pág. 338)

Ahora para los nodos 14 con 15 se tiene las siguientes tablas de análisis de derivas:

Deriva X Promedio	1.6 Deriva Piso Superior	Promedio 3 Pisos Superiores	1.4 Promedio Pisos Superiores
0.00150763		0.0015746	1.08
0.001576	**1.05**		
0.00164025	**1.04**		
0.001703	**1.04**		
0.00171888	**1.01**		
0.00174438	**1.01**		
0.00173275	**0.99**		
0.00168513	**0.97**		
0.001604	**0.95**		
0.00145363	**0.91**		
0.00132213	**0.91**		
0.00112313	**0.85**		
0.000861	**0.77**		
0.00050313	**0.58**		

Tabla N° 29 Análisis de Extrema Rigidez en X – nodo 14 y 15.
Fuente: Propia

No Existe Extrema Rigidez, porque las derivas (drift) de entrepisos inmediatos superior de los nodos 14 y 15 en el eje X son menores a 1.6 veces y el promedio de los entrepisos de los tres últimos niveles superiores es menor a 1.4 veces. (Ver RNE. E.030, 2016. Tabla 8. Pág. 338)

Deriva Y Promedio	1.6 Deriva Piso Superior	Promedio 3 Pisos Superiores	1.4 Promedio Pisos Superiores
0.001382125		0.0014426	1.08
0.00144375	**1.04**		
0.001502	**1.04**		
0.001553875	**1.03**		
0.001581125	**1.02**		
0.00159725	**1.01**		
0.001587125	**0.99**		
0.001543375	**0.97**		
0.001466125	**0.95**		
0.001333375	**0.91**		
0.001208875	**0.91**		
0.001030875	**0.85**		
0.00080175	**0.78**		
0.000479688	**0.60**		

Tabla N° 30 Análisis de Extrema Rigidez en Y – nodo 14 y 15.
Fuente: Propia

No Existe Extrema Rigidez, porque las derivas (drift) de entrepisos inmediatos superior de los nodos 14 y 15 en el eje Y son menores a 1.6 veces y el promedio de los entrepisos de los tres últimos niveles superiores es menor a 1.4 veces. (Ver RNE. E.030, 2016. Tabla 8. Pág. 338)

La edificación dual no posee irregularidad extrema de rigidez, no otorgándosele coeficiente alguno.

- **Irregularidad extrema de resistencia**

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

		VX	65% VX
Story14	S_ESTX	95.3707	61.991
Story13	S_ESTX	210.0853	136.555
Story12	S_ESTX	314.4531	204.395
Story11	S_ESTX	408.6585	265.628
Story10	S_ESTX	494.0382	321.125
Story9	S_ESTX	570.7786	371.006
Story8	S_ESTX	637.7042	414.508
Story7	S_ESTX	695.0717	451.797
Story6	S_ESTX	743.1644	483.057
Story5	S_ESTX	783.4924	509.270
Story4	S_ESTX	816.0405	530.426
Story3	S_ESTX	839.879	545.921
Story2	S_ESTX	854.3278	555.313
Story1	S_ESTX	862.6598	560.729

Tabla N° 31 Análisis Extrema Resistencia en X
Fuente: Propia

Inexistente **Irregularidad Extrema de Resistencia** como se demuestra en el cuadro anterior las fuerzas cortantes en X de los 14 entrepisos son superiores al 65% de las resistencias del entrepiso superior inmediato. (Ver RNE. E.030, 2016. Tabla 8. Pág. 338)

		VY	65% VY
Story14	S_ESTY	95.3709	61.9911
Story13	S_ESTY	210.0856	136.5556
Story12	S_ESTY	314.4536	204.3948
Story11	S_ESTY	408.6591	265.6284
Story10	S_ESTY	494.0389	321.1253
Story9	S_ESTY	570.7794	371.0066
Story8	S_ESTY	637.7051	414.5083
Story7	S_ESTY	695.0727	451.7973
Story6	S_ESTY	743.1654	483.0575
Story5	S_ESTY	783.4935	509.2708
Story4	S_ESTY	816.0416	530.4270
Story3	S_ESTY	839.8802	545.9221
Story2	S_ESTY	854.329	555.3139
Story1	S_ESTY	862.6609	560.7296

Tabla N° 32 Análisis Extrema Resistencia en Y
Fuente: Propia

Inexistente **Irregularidad Extrema de Resistencia** como se demuestra en el cuadro anterior las fuerzas cortantes en Y de los 14 entrepisos son superiores al 65% de las resistencias del entrepiso superior inmediato. (Ver RNE. E.030, 2016. Tabla 8. Pág. 338)

Como conclusión, ninguna fuerza cortante en los dos ejes de análisis es inferior al 65% de las mismas, en el entrepiso inmediato superior, por lo tanto no existe irregularidad extrema de resistencia y no se le otorga ningún factor de irregularidad.

- **Irregularidad de masas**

Se considera irregularidad de masas en una estructura cuando, la masa del primer nivel es mayor a 1.5 veces la masa de un nivel adyacente.

NIVEL	Masas	Peso sísmico
	Tnf.s2/m	Tn
Story14	42.95769	421.2710
Story13	55.99692	549.1422
Story12	55.99692	549.1422
Story11	55.99692	549.1422
Story10	56.74824	556.5101
Story9	57.68018	565.6493
Story8	57.68018	565.6493
Story7	57.68018	565.6493
Story6	57.68018	565.6493
Story5	59.39967	582.5118
Story4	61.39668	602.0958
Story3	61.39668	602.0958
Story2	56.41926	553.2839
Story1	61.59727	604.0629

Tabla N° 33 Análisis de Irregularidad de Masas.
Fuente: Propia

$$\boldsymbol{Mpn > 1.5\ x\ M_{n+1}}$$

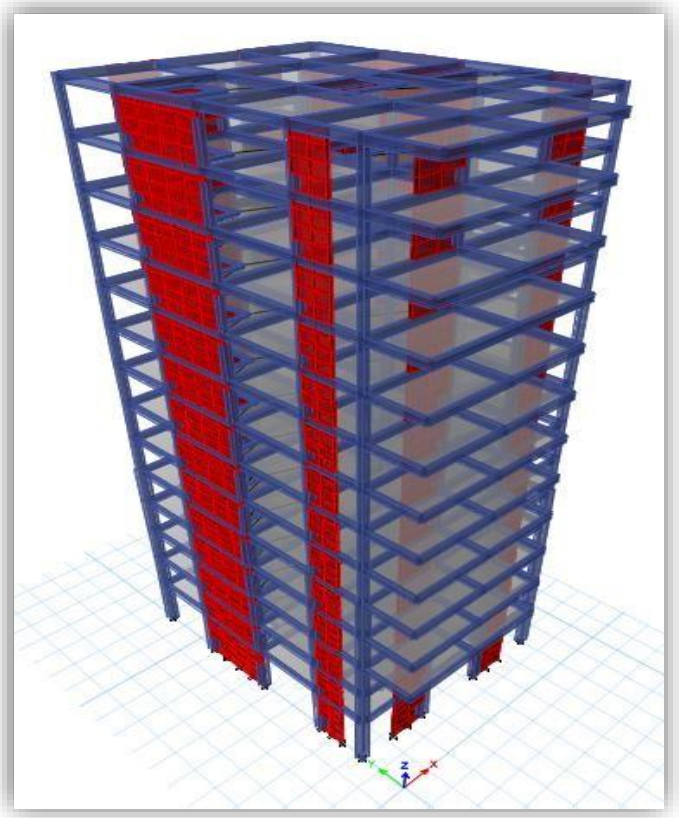
$$\mathbf{61.597 > 1.5\ x\ 56.419}$$

$$\mathbf{61.597\ Tnf.\frac{s^2}{m} < 84.629\ Tnf.\frac{s^2}{m}}$$

Por lo tanto se deduce que **no existe Irregularidad de Masas**, porque las masas de los 14 niveles no son mayor a 1.5 veces la masa de un nivel adyacente respectivamente. (Ver RNE. E.030, 2016. Tabla 8. Pág. 338)

- **Irregularidad geométrica vertical**

Existe irregularidad geométrica vertical cuando en cualquiera de las direcciones de análisis de la estructura, la dimensión en planta del edificio resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 la correspondiente del nivel superior.

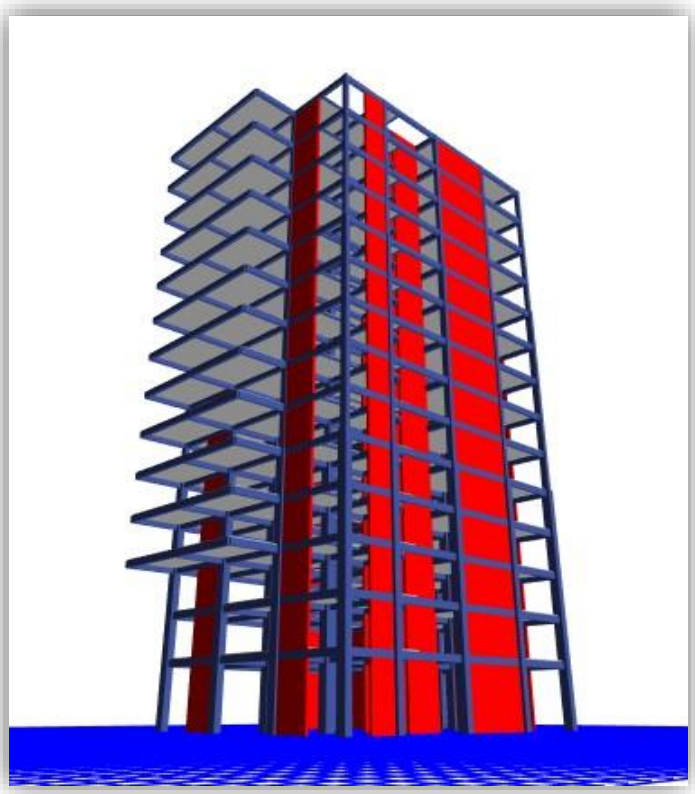


Figuera 29 Irregularidad Geométrica Vertical
Fuente: Propia

De la imagen se puede observar que en todos los pisos para los dos ejes de análisis, no se logra sobrepasar el 130% de la dimensión en planta del piso inmediatamente superior, por lo tanto no existe irregularidad geométrica vertical.

- **Discontinuidad de los sistemas resistentes**

Se considera este tipo de irregularidad en altura cuando existe desalineamiento de los elementos que soportan fuerzas de corte, como podemos apreciar en la imagen no existe ningún tipo de desalineamiento, para lo cual se descarta este tipo de irregularidad.



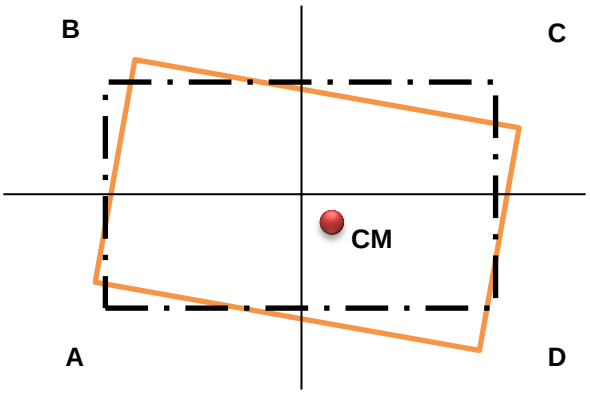
Figuera 30 Discontinuidad de los Sistemas Resistentes
Fuente: Propia

4.2.7.1. Irregularidades en planta

- **Irregularidad Torsional**

Se considera a una estructura con irregularidad torsional cuando en cualquiera de las direcciones de análisis el desplazamiento máximo del entrepiso en un extremo del edificio es mayor que 1.2 veces el desplazamiento en el centro de masa.

A,B,C,D > 1.20 % CM



Figuera 31 Irregularidad Torsional
Fuente: Propia

Análisis torsional con SISMO ESTÁTICO EN X

Niveles	Diafragma	Sismo	Desplazamiento	D. relativo	H entrepiso	Derivas	50% del maximo en C°A°
Story14	D14	S_ESTX	0.086008	0.006776	4	0.001694	0.0035
Story13	D13	S_ESTX	0.079232	0.006667	4	0.00166675	0.0035
Story12	D12	S_ESTX	0.072565	0.006944	4	0.001736	0.0035
Story11	D11	S_ESTX	0.065621	0.007189	4	0.00179725	0.0035
Story10	D10	S_ESTX	0.058432	0.007279	4	0.00181975	0.0035
Story9	D9	S_ESTX	0.051153	0.007346	4	0.0018365	0.0035
Story8	D8	S_ESTX	0.043807	0.007302	4	0.0018255	0.0035
Story7	D7	S_ESTX	0.036505	0.007109	4	0.00177725	0.0035
Story6	D6	S_ESTX	0.029396	0.006741	4	0.00168525	0.0035
Story5	D5	S_ESTX	0.022655	0.006149	4	0.00153725	0.0035
Story4	D4	S_ESTX	0.016506	0.005541	4	0.00138525	0.0035
Story3	D3	S_ESTX	0.010965	0.004907	4	0.00122675	0.0035
Story2	D2	S_ESTX	0.006058	0.003526	4	0.0008815	0.0035
Story1	D1	S_ESTX	0.002532	0.002532	4.8	0.0005275	0.0035

Tabla N° 34
Fuente: Propia

Análisis torsional con SISMO ESTÁTICO EN Y

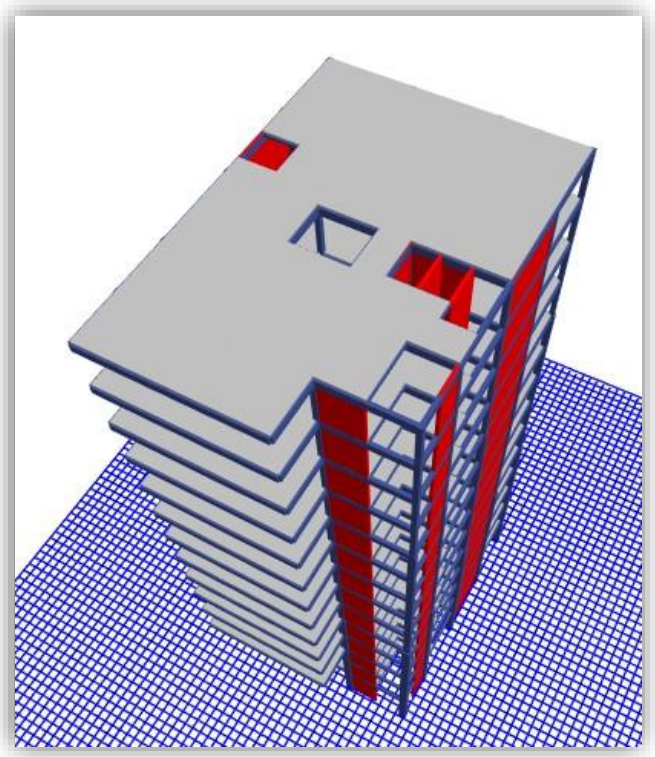
Niveles	Diafragma	Sismo	Desplazamiento	D. relativo	H entrepiso	Derivas	50% del maximo en C°A°
Story14	D14	S_ESTY	0.078296	0.006065	4	0.00151625	0.0035
Story13	D13	S_ESTY	0.072231	0.006163	4	0.00154075	0.0035
Story12	D12	S_ESTY	0.066068	0.006395	4	0.00159875	0.0035
Story11	D11	S_ESTY	0.059673	0.006587	4	0.00164675	0.0035
Story10	D10	S_ESTY	0.053086	0.006663	4	0.00166575	0.0035
Story9	D9	S_ESTY	0.046423	0.006711	4	0.00167775	0.0035
Story8	D8	S_ESTY	0.039712	0.006646	4	0.0016615	0.0035
Story7	D7	S_ESTY	0.033066	0.006446	4	0.0016115	0.0035
Story6	D6	S_ESTY	0.02662	0.006081	4	0.00152025	0.0035
Story5	D5	S_ESTY	0.020539	0.005535	4	0.00138375	0.0035
Story4	D4	S_ESTY	0.015004	0.004991	4	0.00124775	0.0035
Story3	D3	S_ESTY	0.010013	0.004269	4	0.00106725	0.0035
Story2	D2	S_ESTY	0.005744	0.003322	4	0.0008305	0.0035
Story1	D1	S_ESTY	0.002422	0.002422	4.8	0.00050458	0.0035

Tabla N° 35
Fuente: Propia

Concluimos que debido a que la edificación en análisis posee diafragma rígido y las derivas máximas de cada entrepiso no superan el 50% de la deriva límite para el concreto armado (0.0035), se descarta la irregularidad torsional y por lo tanto no se le atribuye ningún factor de irregularidad.

- **Irregularidad por esquinas entrantes**

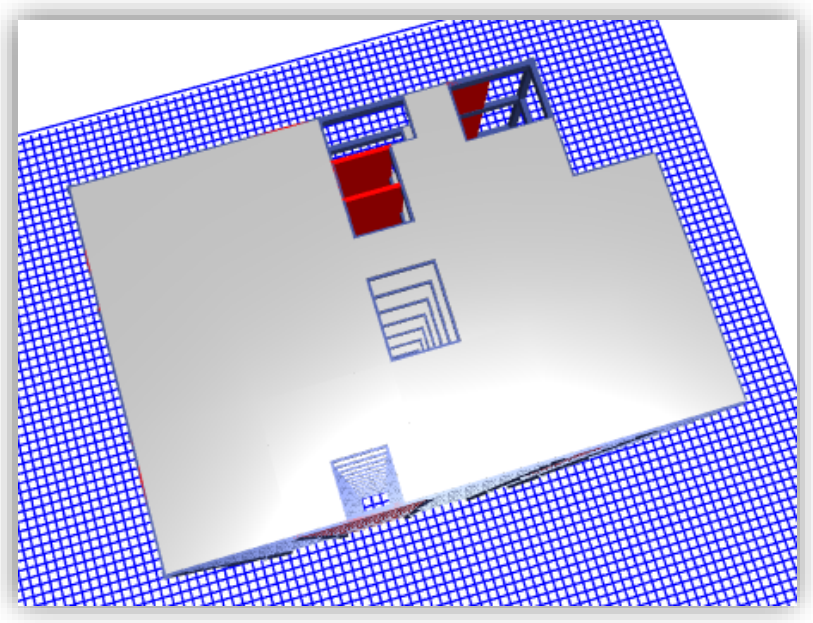
En la presente tesis el edificio no presenta irregularidad por esquinas entrantes ya que ninguna dimensión en ninguna dirección en análisis es mayor al 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.



Figuera 32 Irregularidad de Esquinas Entrantes
Fuente: Propia

- **Irregularidad por discontinuidad en el diafragma**

La estructura en análisis no presenta este tipo de irregularidad ya que no tiene discontinuidades abruptas, o variaciones en rigidez, incluyendo aberturas mayores al 50% del área bruta del diafragma.



Figuera 33 Irregularidad por Discontinuidad en el Diafragma
Fuente: Propia

Por lo tanto, se concluye diciendo que la estructura en análisis es totalmente regular, teniendo como coeficiente de irregularidad tanto de altura como en planta que afectan al coeficiente básico de reducción sísmica lo siguiente:

$$I_a = 1.0$$
$$I_p = 1.0$$

4.2.8. Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante basal en la estructura en cualquier eje de análisis se determinara por la siguiente formula:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P$$

Dónde:
V = Cortante basal

Z = Zona

U = Categoría de la edificación

C = Coeficiente de amplificación sísmica

S = Factor del suelo

R = Coeficiente de reducción sísmica

P = Peso sísmico de la estructura

$$P = 8068.5315\ Tn$$

Debiendo considerarse para C/R un valor mínimo de:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Teniendo ya todos los datos:

Z	**0.45**
U	**1**
C	**1.583949**
S	**1.05**
Rxy	R=7x1x1 = **7**
P	**8068.5315 Tn**

$$Vxy = \frac{0.45\ x\ 1.0\ x\ 1.583949\ x\ 1.05}{7}\ x\ 8068.5315 = 862.66\ Tn$$

$$\frac{1.583949}{7} \geq 0.125$$

$$0.226 \geq 0.125\ OK\ !!$$

4.2.8.1. Periodos

Tx = 1.393 Seg

Ty = 1.152 Seg

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	1.393	0.4329	0.1357
Modal	2	1.152	0.1591	0.5372
Modal	3	0.839	0.0958	0.0202

Figuera 34 Periodos en la Estructura Sistema Dual
Fuente: Propia

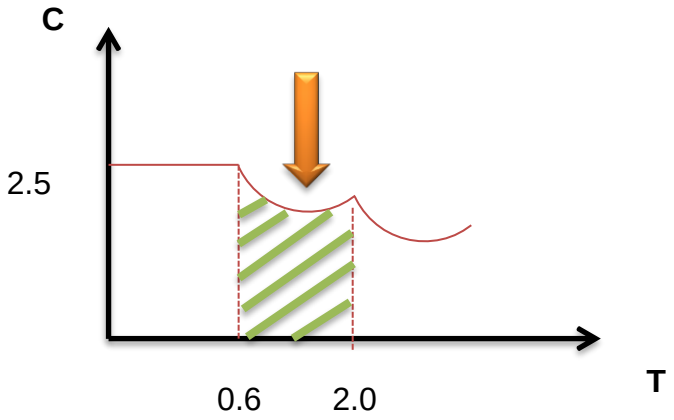
4.2.8.2. Corrección por periodo real sísmico

Para "X"

Tx = 1.393 Seg > Tp = 0.6 Seg

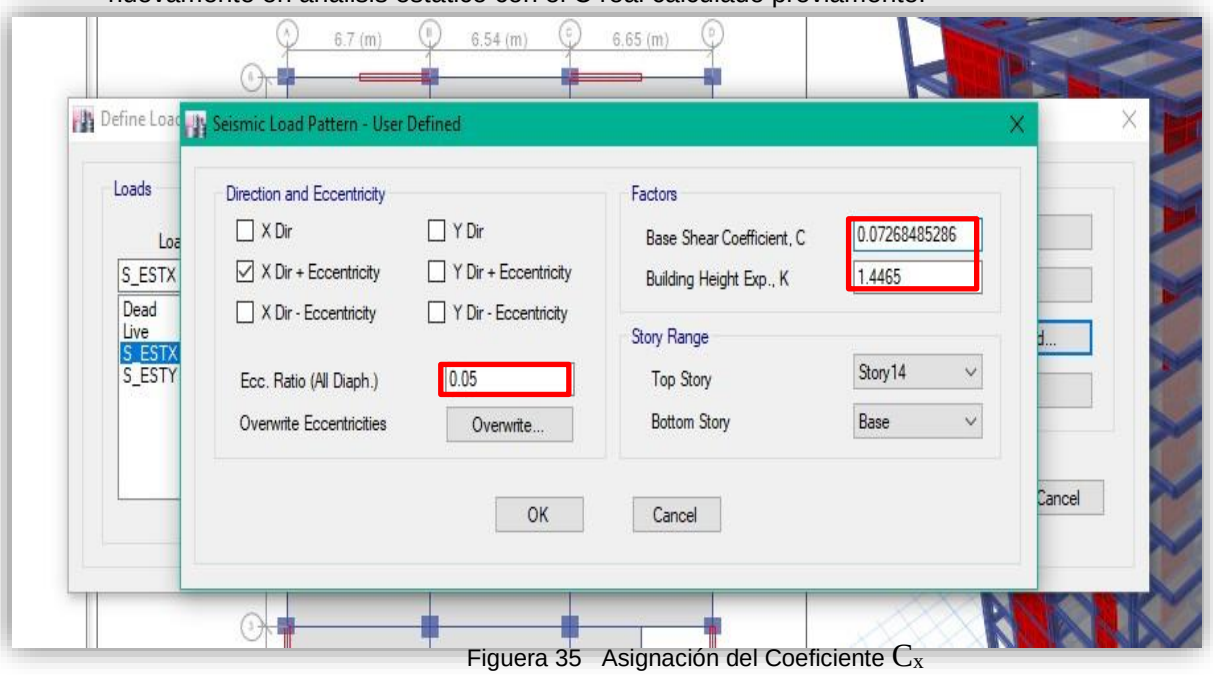
Tp < Tx <T_L

$$C = 2.5\ x\ (\frac{0.6}{1.393}) = 1.0768$$



$$C_x = \frac{0.45\ x\ 1.0\ x\ 1.076812635\ x\ 1.05}{7} = 0.072685$$

Coeficiente de cortante basal en "X" el cual se ingresara al software para que genere nuevamente en análisis estático con el C real calculado previamente.



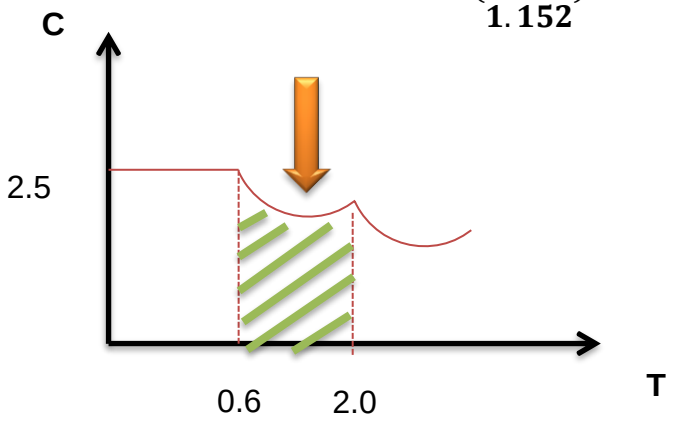
Figuera 35 Asignación del Coeficiente C_x
Fuente: Propia

Para "Y"

Ty = 1.152 Seg > Tp = 0.6 Seg

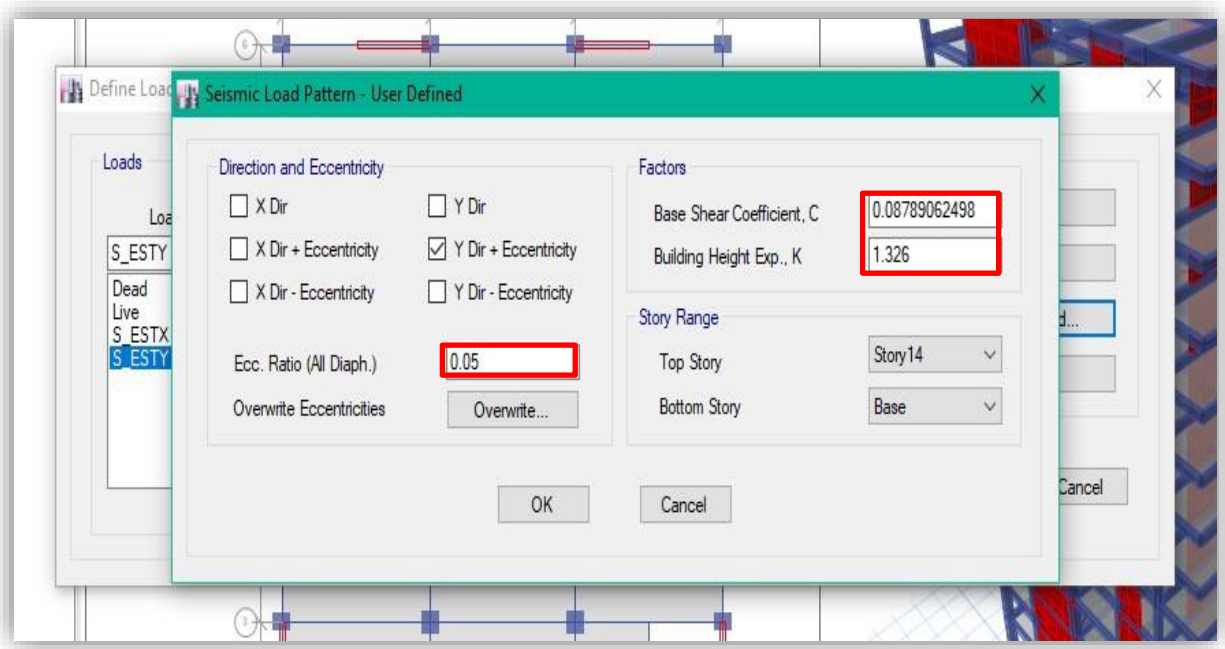
Tp < Ty <T_L

$$C = 2.5\ x\ (\frac{0.6}{1.152}) = 1.302083$$



$$C_y = \frac{0.45\ x\ 1.0\ x\ 1.302083333\ x\ 1.05}{7} = 0.0878906$$

Coeficiente de cortante basal en "Y" el cual se ingresara al software para que genere nuevamente en análisis estático con el C real calculado previamente.



Figuera 36 Asignación del Coeficiente C_y
Fuente: Propia

4.2.8.3. Nueva cortante en la base

Para "X"

$$Vx = \frac{0.45\ x\ 1.0\ x\ 1.076812635\ x\ 1.05}{7}\ x\ 8068.5315 = 586.46\ Tn$$

Para "Y"

$$Vy = \frac{0.45\ x\ 1.0\ x\ 1.302083333\ x\ 1.05}{7}\ x\ 8068.5315 = 709.1483\ Tn$$

Ahora corroboramos los cálculos manuales, con los que brinda en análisis asistido por el software ETABS.

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
S_ESTX	Seismic	X + Ecc. Y	5		Story14	Base	0.072685	1.4465	8068.5315	586.46
S_ESTY	Seismic	Y + Ecc. X	5		Story14	Base	0.087891	1.326	8068.5315	709.1483

Figuera 37 Nuevas Cortantes Estáticas en la base del Sistema Aporticado
Fuente: Propia

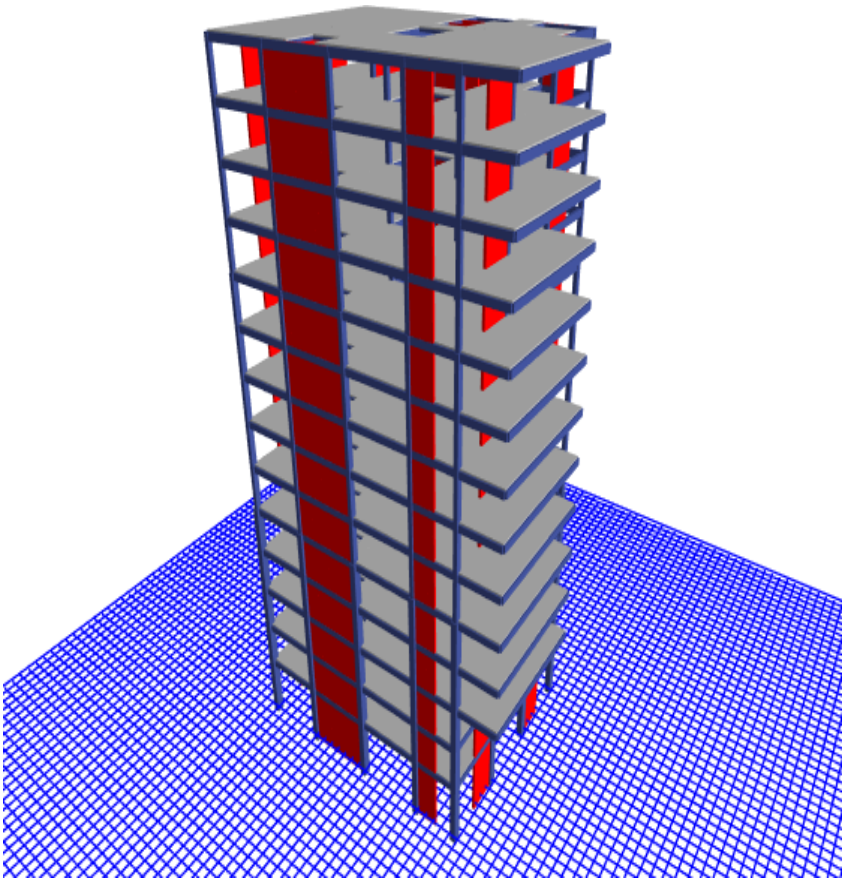
➢ Distribución de la fuerza sísmica en altura

La fuerza sísmica dada en la base, también denominada cortante basal actuara en todos los niveles de entrepiso de la edificación, la cual a continuación se procede a calcular dichas fuerzas y su distribución actuando en el centro de masas finales.

$$F_i = \alpha_i x V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i h_i^k}{\sum P_i h_i^k}$$

K = 1.0	T ≤ 0.5 Seg
K = (0.75 + 0.5T) ≤ 2.0	T ≥ 0.5 Seg



Figuera 38 Distribución de Fuerzas Sísmicas en Altura – Sistema Aporticado
Fuente: Propia

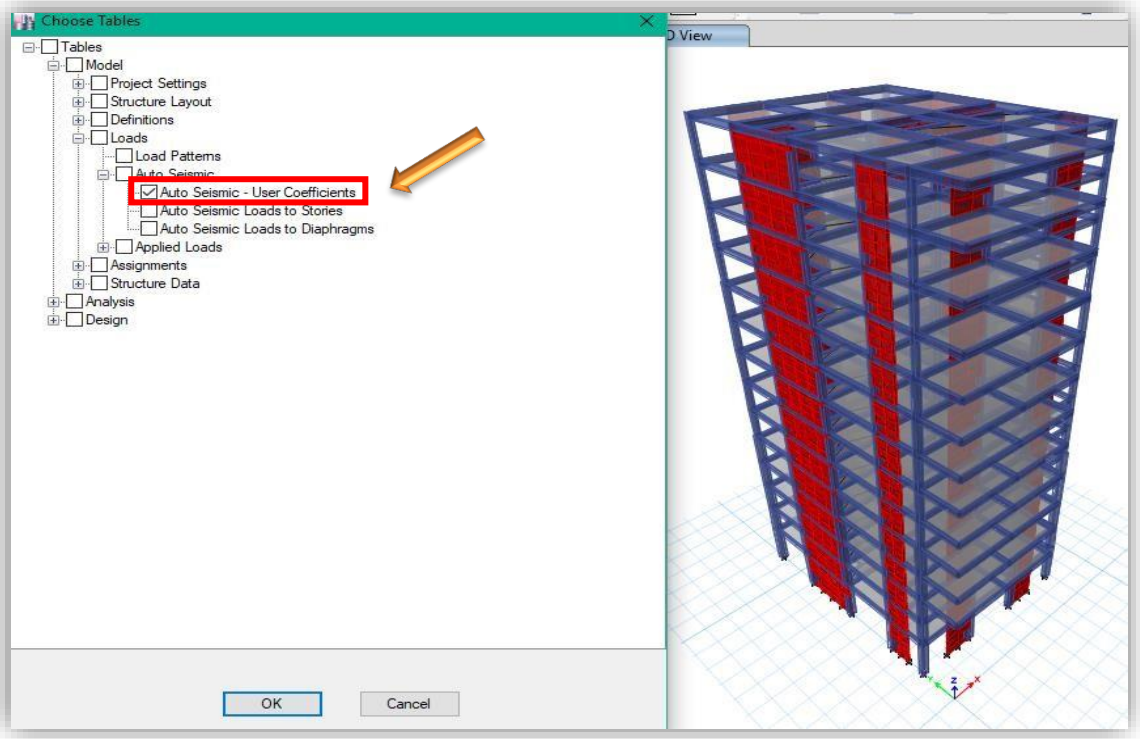
4.2.8.4. Comprobación de sistema estructural dual

Como se tiene entendido la estructura inicial está siendo asumido visualmente con elementos de corte (placas) en los dos ejes, por ende un sistema dual, ya teniendo definido hasta en el ítem anterior la cortante estática, podemos corroborar definitivamente si el sistema es dual en los dos sentidos, sabiendo cuanto del cortante absorben dichas placas.

La E.030 nos especifica lo siguiente:

Dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos más muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros esta entre 20% al 70% del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30% de la fuerza cortante en la base.

Ingresamos a la tabla de “Auto Seismic User Coefficients” en el modelo asistido por el software ETABS.



Figuera 39 Tabla de “Auto Seismic User Coefficients” - ETABS
Fuente: Propia

Extraemos de la tabla las cortantes estáticas:

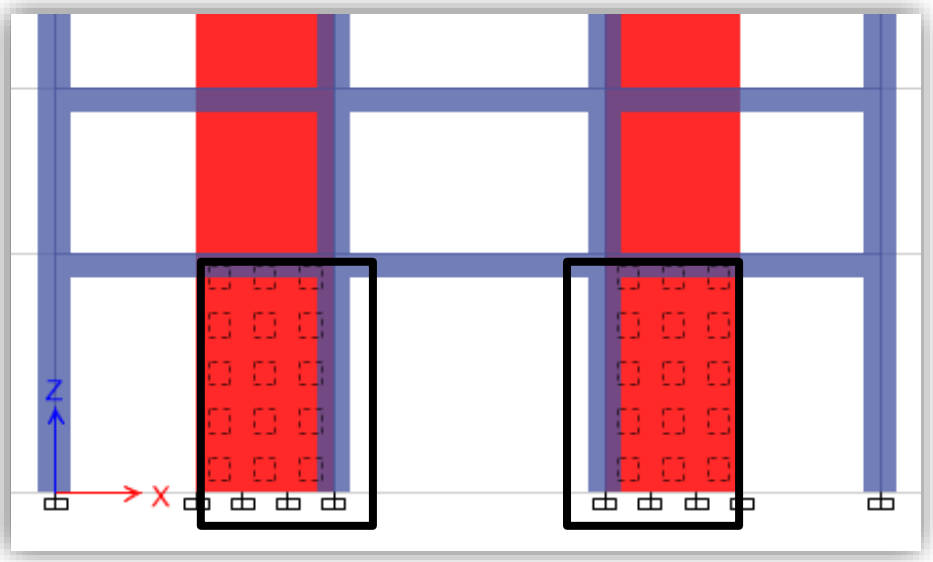
Type	Base shear (Tnf)
Seismic X	**586.46**
Seismic Y	**709.1483**

Cuadro N° 36 Cortantes Estáticas en la Base
Fuente: Propia – ETABS v16

De la tabla se puede apreciar que el cortante estático en la dirección X y Y tienen el mismo valor de 1083.513 Tnf.

A continuación determinaremos que porcentaje es tomado por las placas, recordemos que el sistema estructural será dual si la cortante que toman las placas esta entre el 20% al 70% de la cortante total, de no salir como lo indicamos, se tendrá que analizar nuevamente la estructura defiendo el nuevo sistema estructural si fuese el caso.

Para X: Seleccionamos las placas del primer nivel en dicha dirección.



Figuera 40
Fuente: Propia - ETABS v16

Verificamos la cortante que toman los “Pier forces” en la estructura.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Story1	P5	S_ESTX	Bottom	65.7123	22.2301	-0.0143
Story1	P6	S_ESTX	Bottom	-57.5124	22.1327	-0.0226
Story1	P7	S_ESTX	Bottom	-64.0214	118.2013	-1.4856
Story1	P8	S_ESTX	Bottom	66.8326	117.447	1.467
Story1	P9	S_ESTX	Bottom	112.987	43.7746	0.0007
Story1	P10	S_ESTX	Bottom	-120.2714	44.0096	-0.0207

Figuera 41
Fuente: Propia - ETABS v16

De manera consolidada tendremos:

Placa	Cortante en "X"
P5	22.2301 Tnf
P6	22.1327 Tnf
P7	118.2013 Tnf
P8	117.447 Tnf
P9	43.7746 Tnf
P10	44.0096 Tnf
SUMATORIA	367.7953 Tnf

Cuadro N° 37 Sumatoria de Cortante en X
Fuente: Propia

Finalmente para "X" se verifica que:

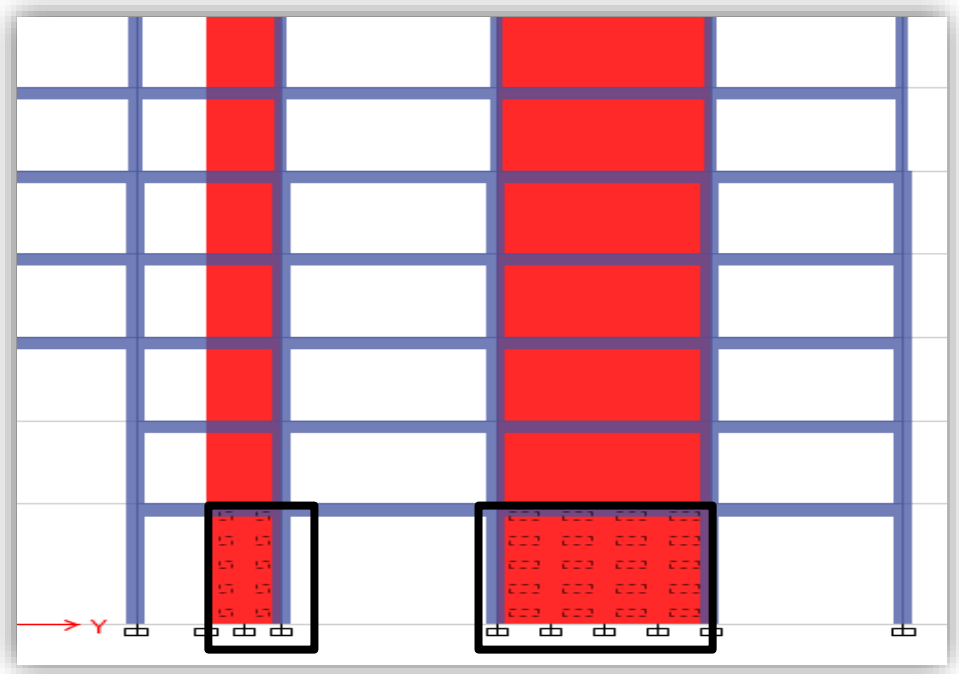
$$\%\, V\, placas = \frac{367.7953}{586.47} x\, 100$$

$$\%\, V\, placas = 62.71\ \%$$

20 % < **62.71 %** < 70 %

Por lo tanto fue correcto el asumir sistema dual en "X".

Para Y: Seleccionamos las placas del primer nivel en dicha dirección.



Figuera 42
Fuente: Propia - ETABS v16

Verificamos la cortante que toman los “Pier forces” en la estructura.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Story1	P1	S_ESTY	Bottom	447.8638	202.36	0.6043
Story1	P2	S_ESTY	Bottom	40.8807	23.6517	0.0132
Story1	P3	S_ESTY	Bottom	254.5875	194.3379	-1.2448
Story1	P4	S_ESTY	Bottom	89.7967	22.1247	0.1137

Figuera 43
Fuente: Propia - ETABS v16

De manera consolidad tendremos:

Placa	Cortante en “Y”
P1	202.36 Tnf
P2	23.6517 Tnf
P3	194.3379 Tnf
P4	22.1247 Tnf
SUMATORIA	442.4743 Tnf

Cuadro N° 38 Sumatoria de Cortante en Y
Fuente: Propia

Finalmente para “Y” se verifica que:

$$\%\, V\ placas = \frac{442.4743}{709.1483} x\ 100$$

$$\%\, V\ placas = 62.395\ \%$$

20 % < **62.395 %** < 70 %

Por lo tanto fue correcto el asumir sistema dual en “Y”, y considerar en el análisis global a una estructura dual, por ende no se realiza ninguna modificación, continuando los cálculos con normalidad.

4.2.8.5. Distribución de la cortante en el eje "X"

$$Kx = (0.75 + (0.5\ x\ 1.393)) \leq 2.0$$

$$Kx = 1.4465\ \leq 2.0\ \ OK\ !!$$

Piso	Altura (hi) m	Peso (Pi) Tn	hi x Pi (Tn)	fv	fi = Vx.fv	Vi (Tn)
14	56.8	421.2710	23928.19	0.10207	59.862	59.86
13	52.8	549.1422	28994.71	0.12369	72.537	132.40
12	48.8	549.1422	26798.14	0.11432	67.041	199.44
11	44.8	549.1422	24601.57	0.10495	61.546	260.99
10	40.8	556.5101	22705.61	0.09686	56.803	317.79
9	36.8	565.6493	20815.90	0.08880	52.076	369.86
8	32.8	565.6493	18553.30	0.07914	46.415	416.28
7	28.8	565.6493	16290.70	0.06949	40.755	457.03
6	24.8	565.6493	14028.10	0.05984	35.094	492.13
5	20.8	582.5118	12116.24	0.05169	30.311	522.44
4	16.8	602.0958	10115.21	0.04315	25.305	547.75
3	12.8	602.0958	7706.83	0.03288	19.280	567.03
1	8.8	553.2839	4868.90	0.02077	12.181	579.21
1	4.8	604.0629	2899.50	0.01237	7.254	586.46
			234422.90	**1.00000**		

Cuadro N° 39
Fuente: Propia

4.2.8.6. Distribución de la cortante en el eje "Y"

$$Ky = (0.75 + (0.5\ x\ 1.152)) \leq 2.0$$

$$Ky = 1.326\ \leq 2.0\ \ OK\ !!$$

Piso	Altura (hi) m	Peso (Pi) Tn	hi x Pi (Tn)	fv	fi = Vy.fv	Vi (Tn)
14	56.8	421.2710	23928.19	0.10207	72.385	72.38
13	52.8	549.1422	28994.71	0.12369	87.711	160.10
12	48.8	549.1422	26798.14	0.11432	81.067	241.16
11	44.8	549.1422	24601.57	0.10495	74.422	315.58
10	40.8	556.5101	22705.61	0.09686	68.686	384.27
9	36.8	565.6493	20815.90	0.08880	62.970	447.24
8	32.8	565.6493	18553.30	0.07914	56.125	503.37
7	28.8	565.6493	16290.70	0.06949	49.281	552.65
6	24.8	565.6493	14028.10	0.05984	42.436	595.08
5	20.8	582.5118	12116.24	0.05169	36.653	631.74
4	16.8	602.0958	10115.21	0.04315	30.599	662.33
3	12.8	602.0958	7706.83	0.03288	23.314	685.65
1	8.8	553.2839	4868.90	0.02077	14.729	700.38
1	4.8	604.0629	2899.50	0.01237	8.771	709.15
			234422.90	**1.00000**		

Cuadro N° 40
Fuente: Propia

4.2.9. Desplazamientos laterales y control de derivas

Para los desplazamientos laterales y el control de derivas, la norma E.030 nos indica en su capítulo 5, multiplicar los desplazamientos elásticos por 0.75R en estructuras regulares para poder inmiscuir los resultados en derivas de control inelástico.

Cabe indicar que se calculara las derivas en un análisis estático solo para fines comparativos:

$$Drift = \frac{\Delta_i - (\Delta_i - 1)}{H_i} \leq Drift\ E.030$$

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
14	D14	S_ESTX Max	0.060842	0.004849	4	0.00121225	0.006364313	PASA
13	D13	S_ESTX Max	0.055993	0.004774	4	0.0011935	0.006265875	PASA
12	D12	S_ESTX Max	0.051219	0.004968	4	0.001242	0.0065205	PASA
11	D11	S_ESTX Max	0.046251	0.005134	4	0.0012835	0.006738375	PASA
10	D10	S_ESTX Max	0.041117	0.005187	4	0.00129675	0.006807938	PASA
9	D9	S_ESTX Max	0.03593	0.005221	4	0.00130525	0.006852563	PASA
8	D8	S_ESTX Max	0.030709	0.005173	4	0.00129325	0.006789563	PASA
7	D7	S_ESTX Max	0.025536	0.005018	4	0.0012545	0.006586125	PASA
6	D6	S_ESTX Max	0.020518	0.00474	4	0.001185	0.00622125	PASA
5	D5	S_ESTX Max	0.015778	0.004307	4	0.00107675	0.005652938	PASA
4	D4	S_ESTX Max	0.011471	0.003868	4	0.000967	0.00507675	PASA
3	D3	S_ESTX Max	0.007603	0.003412	4	0.000853	0.00447825	PASA
2	D2	S_ESTX Max	0.004191	0.002445	4	0.00061125	0.003209063	PASA
1	D1	S_ESTX Max	0.001746	0.001746	4.8	0.00036375	0.001909688	PASA

Cuadro N° 41 Distorsión del Entrepiso en el Eje X – E. 030.
Fuente: Propia

Se concluye del cuadro anterior, que todos los Desplazamientos Inelástico (derivas/drift) son valores menores al límite de distorsión (0.007) como manda la norma E. 0.30. Los desplazamientos laterales son admisibles para los límites de distorsión del entrepiso. (Ver RNE, 2016. Tabla 11. Pág. 392)

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
14	D14	S_ESTY Max	0.065594	0.005108	4	0.001277	0.00670425	PASA
13	D13	S_ESTY Max	0.060486	0.005191	4	0.00129775	0.006813188	PASA
12	D12	S_ESTY Max	0.055295	0.005385	4	0.00134625	0.007067812	NO PASA
11	D11	S_ESTY Max	0.04991	0.005542	4	0.0013855	0.007273875	NO PASA
10	D10	S_ESTY Max	0.044368	0.005602	4	0.0014005	0.007352625	NO PASA
9	D9	S_ESTY Max	0.038766	0.005635	4	0.00140875	0.007395938	NO PASA
8	D8	S_ESTY Max	0.033131	0.005572	4	0.001393	0.00731325	NO PASA
7	D7	S_ESTY Max	0.027559	0.005396	4	0.001349	0.00708225	NO PASA
6	D6	S_ESTY Max	0.022163	0.005081	4	0.00127025	0.006668813	PASA
5	D5	S_ESTY Max	0.017082	0.004617	4	0.00115425	0.006059813	PASA
4	D4	S_ESTY Max	0.012465	0.004157	4	0.00103925	0.005456063	PASA
3	D3	S_ESTY Max	0.008308	0.003548	4	0.000887	0.00465675	PASA
2	D2	S_ESTY Max	0.00476	0.002756	4	0.000689	0.00361725	PASA
1	D1	S_ESTY Max	0.002004	0.002004	4.8	0.0004175	0.002191875	PASA

Cuadro N° 42 Límites Para La Distorsión del Entrepiso en el Eje Y.
Fuente: Propia

Se concluye del cuadro anterior, que algunos Desplazamientos Inelástico (derivas/drift) son valores menores y otros exceden al límite de distorsión (0.007) como manda la norma E. 0.30. Los desplazamientos laterales son admisibles para los límites de distorsión del entrepiso. (Ver RNE, 2016. Tabla 11. Pág. 392)

4.3. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL

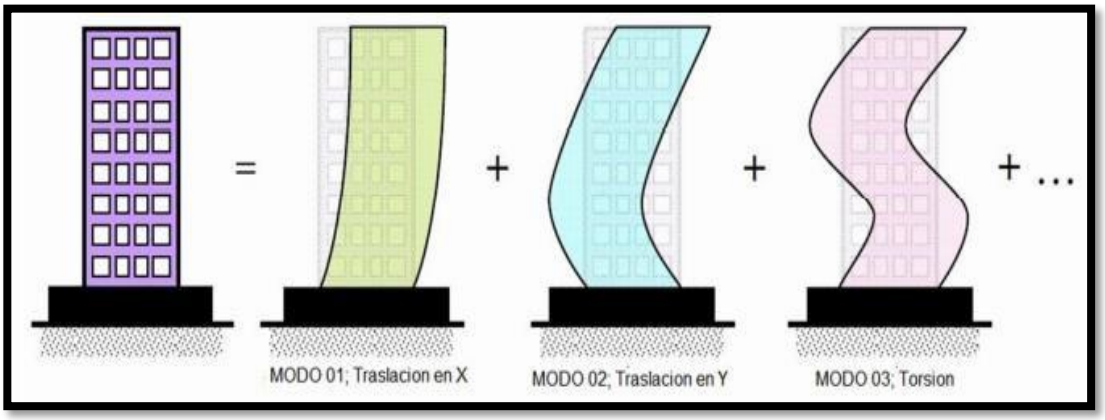
Se continua el análisis estructural mediante el segundo modelo sísmico, el cual consta en una combinación modal – espectral, determinando las frecuencias propias de la estructura y aplicando una fuerza excitadora externa denominado espectro de respuesta, el cual consta de aceleraciones vs periodo como fuerzas a aplicar.

Determinaremos del análisis modal – espectral:

- Formas o modos de vibración libre del edificio
- La interacción entre la rigidez y la masa
- Mínimo el 90% de la masa participativa en la vibración
- Periodos inelásticos de entrepiso

E.030 2016

- **N° mínimo de modos = 3**
- **N° de modos > 90% de la masa participativa**



Figuera 43 Modos de Vibración Libre del Edificio
Fuente: Propia

4.3.1. Cálculo de masas rotacional y traslacional

Teniendo tres grados de libertad, dos de traslación y una de rotación, se procede a calcular las masas aplicadas a la estructura en análisis.

- **Masa Traslacional**

$$M_t = M_x = M_y = \frac{P_{sísmico\ por\ piso}}{g}\ ;\ \frac{Tn.s^2}{m}$$

Primer nivel

$$M_t = M_x = M_y = \frac{604.0629\ Tn}{9.80665\ m/s^2} = 61.22\ ;\ \frac{Tn.s^2}{m}$$

Segundo nivel

$$M_t = M_x = M_y = \frac{553.2839\ Tn}{9.80665\ m/s^2} = 56.077\ ;\ \frac{Tn.s^2}{m}$$

Tercer y cuarto nivel

$$M_t = M_x = M_y = \frac{602.0958\ Tn}{9.80665\frac{m}{s^2}} = 61.02\ ;\ \frac{Tn.s^2}{m}$$

Quinto nivel

$$M_t = M_x = M_y = \frac{582.5118\ Tn}{9.80665\frac{m}{s^2}} = 59.04\ ;\ \frac{Tn.s^2}{m}$$

Sexto al noveno nivel

$$M_t = M_x = M_y = \frac{565.6493\ Tn}{9.80665\frac{m}{s^2}} = 57.33\ ;\ \frac{Tn.s^2}{m}$$

Decimo nivel

$$M_t = M_x = M_y = \frac{556.5101\,Tn}{9.80665\frac{m}{s^2}} = 56.40\ ;\ \frac{Tn.s^2}{m}$$

Onceavo a treceavo nivel

$$M_t = M_x = M_y = \frac{549.1422\,Tn}{9.80665\frac{m}{s^2}} = 55.66\ ;\ \frac{Tn.s^2}{m}$$

Catorceavo nivel

$$M_t = M_x = M_y = \frac{421.2710\,Tn}{9.80665\frac{m}{s^2}} = 42.70\ ;\ \frac{Tn.s^2}{m}$$

- **Masa Rotacional**

$$M_r = M_{rz} = \frac{M_t(a^2 + b^2)}{12}\ ;\ Ton.s^2.m$$

Primer nivel

$$M_r = M_{rz} = \frac{61.59727(20.34^2 + 25^2)}{12} = 5331.837\ Ton.s^2.m$$

Segundo nivel

$$M_r = M_{rz} = \frac{56.41926(20.34^2 + 25^2)}{12} = 4883.63\ Ton.s^2.m$$

Tercer y cuarto nivel

$$M_r = M_{rz} = \frac{61.39668(20.34^2 + 25^2)}{12} = 5314.47\ Ton.s^2.m$$

Quinto nivel

$$M_r = M_{rz} = \frac{59.39967(20.34^2 + 25^2)}{12} = 5141.61\ Ton.s^2.m$$

Sexto al noveno nivel

$$M_r = M_{rz} = \frac{57.68018(20.34^2 + 25^2)}{12} = 4992.78\ Ton.s^2.m$$

Decimo nivel

$$M_r = M_{rz} = \frac{56.74824(20.34^2 + 25^2)}{12} = 4912.11\ Ton.s^2.m$$

Onceavo al treceavo nivel

$$M_r = M_{rz} = \frac{55.99692(20.34^2 + 25^2)}{12} = 4847.07\ Ton.s^2.m$$

Catorceavo nivel

$$M_r = M_{rz} = \frac{42.95769(20.34^2 + 25^2)}{12} = 3718.40\ Ton.s^2.m$$

4.3.2. Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se usara un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g$$

Dónde para la estructura en análisis se tiene:

Z = Zona 4 (0.45)

U = Categoría común (1.00)

C = Coeficiente de amplificación sísmica definido en el posterior ítem

S = Factor del tipo de suelo S2 (1.05)

R = Coeficiente de reducción sísmica – Dual en x,y (7)

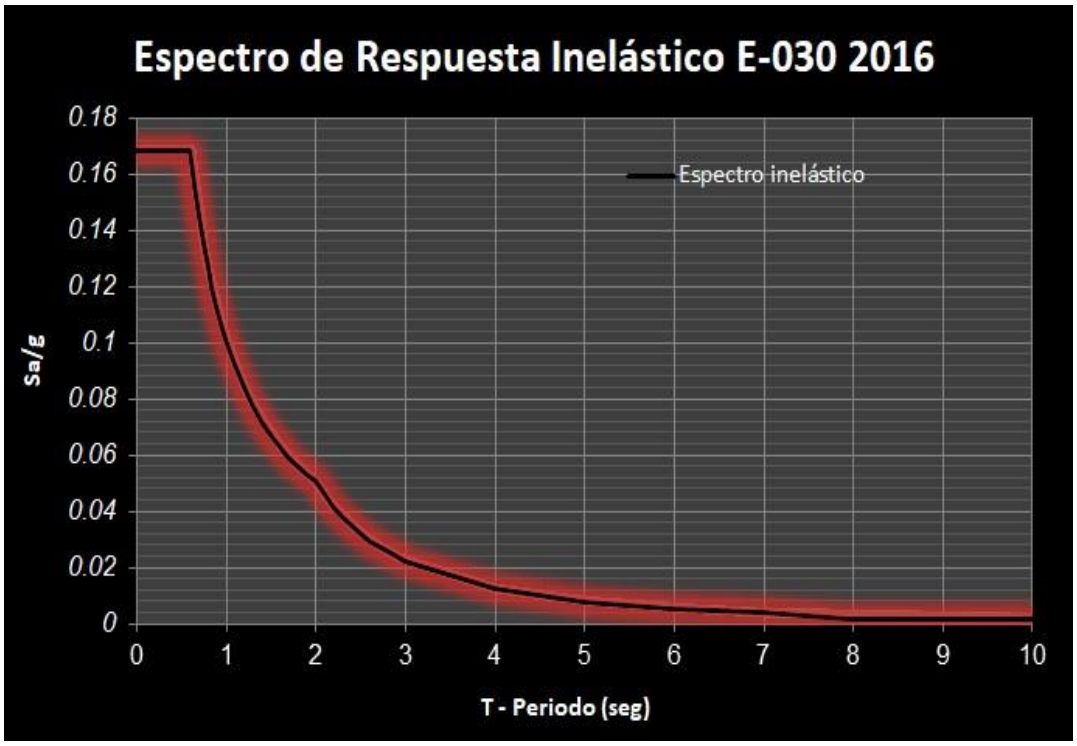
G = Aceleración de la gravedad 9.81 m/s2 el cual se le asignara al software para que inicie su cálculo respectivo.

4.3.3. Espectro de respuesta

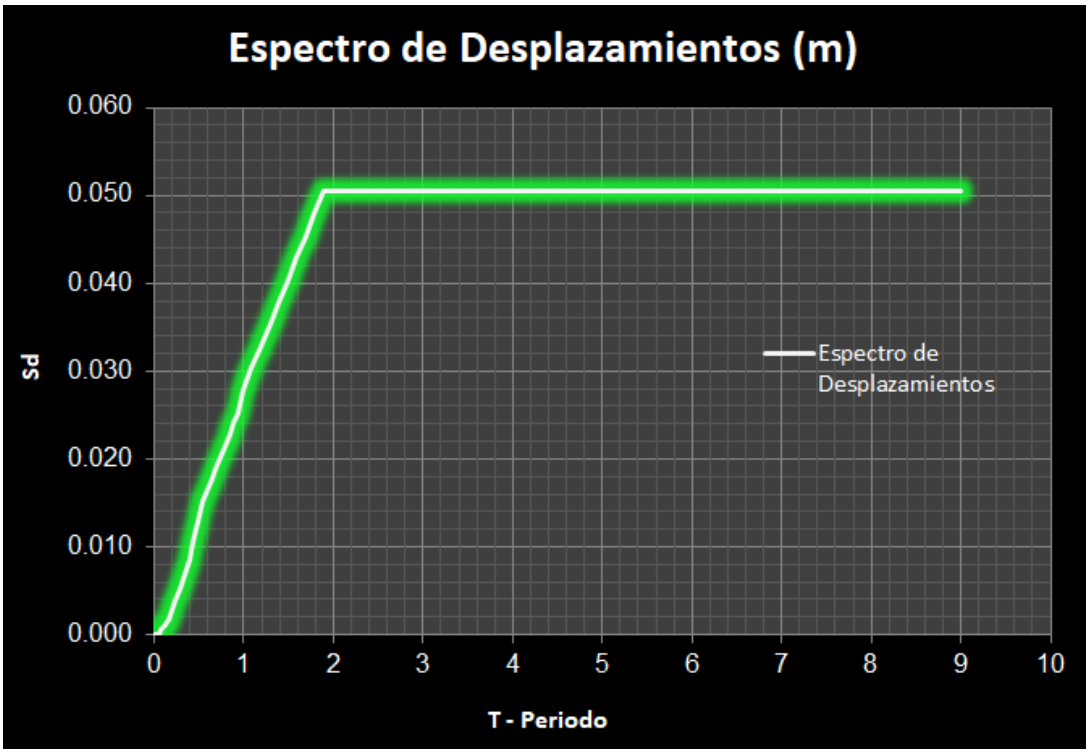
Mediante una hoja electrónica se procede a determinar el espectro de respuesta.

T	C	Sax=ZUCS/Rx	Say=ZUCS/Ry	Sax/g	Say/g
0.010	2.50	0.169	0.169	0.01 0.169	0.01 0.169
0.100	2.50	0.169	0.169	0.1 0.169	0.1 0.169
0.200	2.50	0.169	0.169	0.2 0.169	0.2 0.169
0.300	2.50	0.169	0.169	0.3 0.169	0.3 0.169
0.400	2.50	0.169	0.169	0.4 0.169	0.4 0.169
0.500	2.50	0.169	0.169	0.5 0.169	0.5 0.169
0.600	2.50	0.169	0.169	0.6 0.169	0.6 0.169
0.700	2.14	0.145	0.145	0.7 0.145	0.7 0.145
0.800	1.88	0.127	0.127	0.8 0.127	0.8 0.127
0.900	1.67	0.113	0.113	0.9 0.113	0.9 0.113
1.000	1.50	0.101	0.101	1 0.101	1 0.101
1.100	1.36	0.092	0.092	1.1 0.092	1.1 0.092
1.200	1.25	0.084	0.084	1.2 0.084	1.2 0.084
1.300	1.15	0.078	0.078	1.3 0.078	1.3 0.078
1.400	1.07	0.072	0.072	1.4 0.072	1.4 0.072
1.500	1.00	0.068	0.068	1.5 0.068	1.5 0.068
1.600	0.94	0.063	0.063	1.6 0.063	1.6 0.063
1.700	0.88	0.060	0.060	1.7 0.06	1.7 0.06
1.800	0.83	0.056	0.056	1.8 0.056	1.8 0.056
1.900	0.79	0.053	0.053	1.9 0.053	1.9 0.053
2.000	0.75	0.051	0.051	2 0.051	2 0.051
2.200	0.62	0.042	0.042	2.2 0.042	2.2 0.042
2.400	0.52	0.035	0.035	2.4 0.035	2.4 0.035

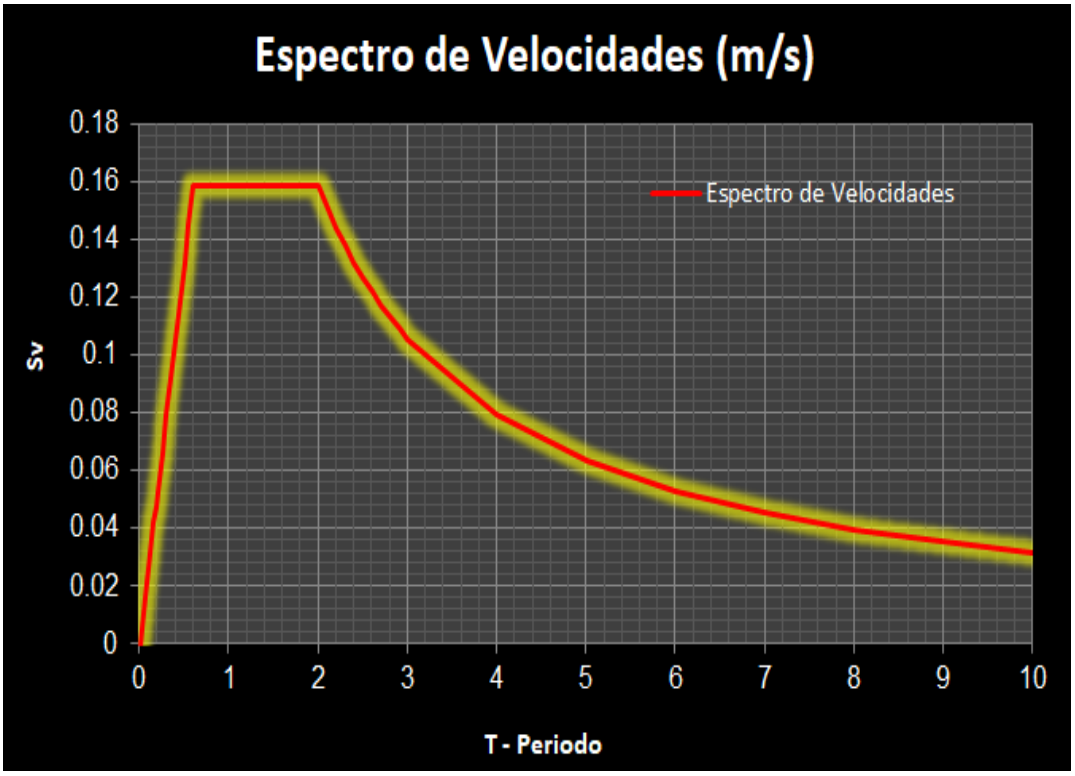
Cuadro N° 43 Aceleración Inelástica en Ambas Direcciones.
Fuente: Propia



Figuera 45
Fuente: Propia



Figuera 46
Fuente: Propia



Figuera 47
Fuente: Propia

4.3.4. Cortante dinámico en la base

La fuerza cortante basal dinámica para ambas direcciones fue calculada por el software ETABS v2016.

Load Case/Combo	FX (TN)	FY (TN)
S_DINX Max	379.4861	0
S_DINY Max	0	480.3563

Cuadro N° 44 Cortantes Dinámicas – Sistema Aporticado.
Fuente: Propia

4.3.5. Cortante estático vs cortante dinámico

Se comprueba que se cumpla con el ítem 4.6.4 del RNE E.030 (fuerza cortante mínima), el cual indica que para estructuras regulares la cortante dinámica tiene que ser mínimo el 80% de la cortante estática.

Cortante Estático vs Cortante Dinámico – Sistema Aporticado

Load Case/Combo	FX (TN)	FY (TN)
S_ESTX	586.46	
S_ESTY		709.1492
S_DINX Max	379.4861	
S_DINY Max		480.3563
Porcentaje	64.71 %	67.74 %
Factor de escala	1.24	1.18

Cuadro N° 45 Cortante Estático - Sistema Aporticado.
Fuente: Propia

Como se aprecia en el cuadro tiene que realizarse un escalamiento ya que no se cumplió con sobrepasar el 80% de la cortante estática.

Load Case/Combo	FX (TN)	FY (TN)
S_ESTX	586.46	
S_ESTY		709.1492
S_DINX Max	470.5628	
S_DINY Max		566.8205
Porcentaje	80.24 %	80.00 %
Factor de escala	-	-

Cuadro N° 46 Cortante Dinámico – Sistema Aporticado
Fuente: Propia

4.3.6. Masa participativa

La estructura en análisis en las dos direcciones, tendrá que cumplir como manda la norma con un número determinado de modos de vibración, en la cual participe mínimo el 90% de la masa del edificio, considerándose para el análisis el mínimo o los tres primeros modos.

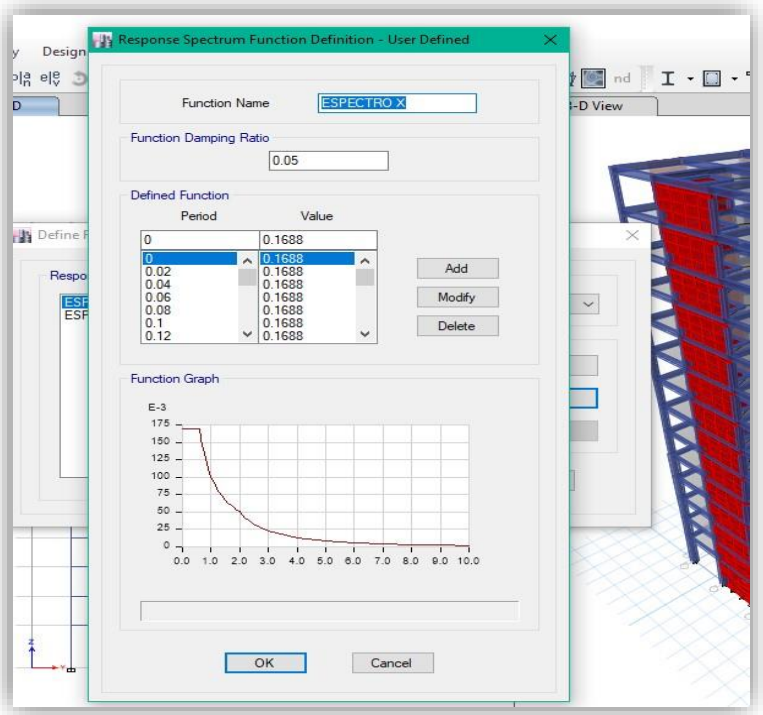
Como observamos en el cuadro siguiente, solo bastaría para el eje “X” analizar con 7 modos y para el eje “Y” con 8 modos, ya que en cada uno de ellos se logró sobrepasar el mínimo del 90% de masa participativa por parte de la estructura en análisis.

Pero para esta oportunidad consideraremos los 42 modos a vibrar para continuar con el proceso de cálculo.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.393	0.4329	0.1357	0	43%	14%
Modal	2	1.152	0.1591	0.5372	0	59%	67%
Modal	3	0.839	0.0958	0.0202	0	69%	69%
Modal	4	0.381	0.1103	0.017	0	80%	71%
Modal	5	0.306	0.0142	0.1645	0	81%	87%
Modal	6	0.211	0.0552	0.0011	0	87%	88%
Modal	7	0.175	0.0434	0.0028	0	91%	88%
Modal	8	0.14	0.0022	0.0596	0	91%	94%
Modal	9	0.103	0.0149	0.001	0	93%	94%
Modal	10	0.096	0.0276	0.0004	0	96%	94%
Modal	11	0.085	0.0009	0.0275	0	96%	97%
Modal	12	0.07	0.009	0.0006	0	97%	97%
Modal	13	0.06	0.0123	0.0004	0	98%	97%
Modal	14	0.059	0.0001	0.0137	0	98%	98%
Modal	15	0.052	0.0045	0.0004	0	98%	98%
Modal	16	0.045	0.0007	0.0074	0	98%	99%
Modal	17	0.042	0.0075	0.0005	0	99%	99%
Modal	18	0.042	0.0004	4.55E-05	0	99%	99%
Modal	19	0.036	0.0004	0.0043	0	99%	99%
Modal	20	0.035	0.002	0.0001	0	99%	99%
Modal	21	0.033	0.002	0.0001	0	100%	99%
Modal	22	0.03	0	5.94E-07	0	100%	99%
Modal	23	0.03	0.0001	0.0013	0	100%	100%
Modal	24	0.03	0.0008	0.0009	0	100%	100%
Modal	25	0.03	2.38E-06	1.12E-05	0	100%	100%
Modal	26	0.029	1.29E-06	1.22E-05	0	100%	100%
Modal	27	0.028	0.0001	0	0	100%	100%
Modal	28	0.028	9.18E-07	3.41E-05	0	100%	100%
Modal	29	0.027	0.0002	0.0002	0	100%	100%
Modal	30	0.027	0.0002	0	0	100%	100%
Modal	31	0.027	0.0012	4.97E-05	0	100%	100%
Modal	32	0.026	5.59E-07	0.0002	0	100%	100%
Modal	33	0.026	2.79E-05	0.0002	0	100%	100%
Modal	34	0.026	0.0002	0.0005	0	100%	100%
Modal	35	0.025	9.17E-06	0.0004	0	100%	100%
Modal	36	0.025	0.0001	2.24E-06	0	100%	100%
Modal	37	0.025	0.0001	0	0	100%	100%
Modal	38	0.024	0.0001	0	0	100%	100%
Modal	39	0.023	1.02E-06	0.0001	0	100%	100%
Modal	40	0.023	4.64E-05	0.0003	0	100%	100%
Modal	41	0.023	0.0008	2.82E-06	0	100%	100%
Modal	42	0.023	2.15E-06	0.0003	0	100%	100%

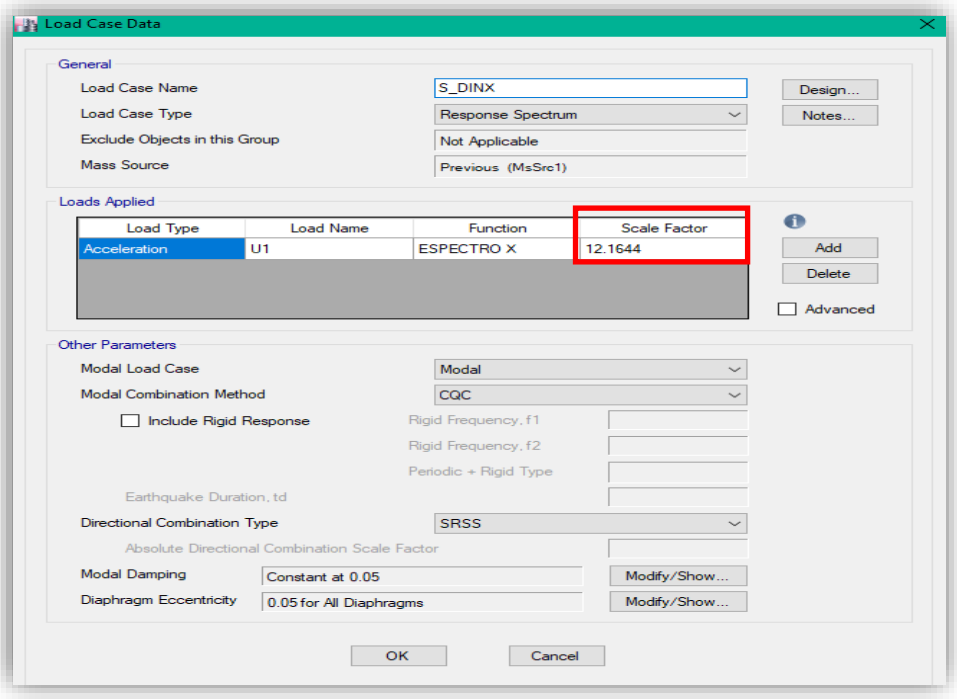
4.3.7. Modelo asistido por el software y control de derivas

Teniendo ya el espectro de respuesta cargado el software



Figuera 48 Asignación del Espectro de Respuesta
Fuente: Propia – ETABS v16

Los casos de carga asignados son:



Figuera 49 Casos de Carga Asignados
Fuente: Propia – ETABS v16

Procedemos a mostrar los desplazamientos inelásticos calculados con la siguiente formula:

$$Drift = \frac{\Delta_i - (\Delta_i - 1)}{H_i} \leq Drift\ E.030$$

$$\boldsymbol{D_{inelastico} = R\ x\ D_{elastico}}$$

Para lo cual teniendo incursión en la zona inelástica, se deberá cumplir con los drift limites brindados en la tabla N° 11 de la E.030.

Material predominante	(Δi/hei)
Concreto armado	**0.007**
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Cuadro N° 48 Distorsiones Máximas Permisibles
Fuente: RNE, E-030 2016, Pág. 392

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
14	D14	S_DINX Max	0.046632	0.003879	4	0.00096975	0.005091188	PASA
13	D13	S_DINX Max	0.042753	0.003505	4	0.00087625	0.004600313	PASA
12	D12	S_DINX Max	0.039248	0.003652	4	0.000913	0.00479325	PASA
11	D11	S_DINX Max	0.035596	0.00379	4	0.0009475	0.004974375	PASA
10	D10	S_DINX Max	0.031806	0.003833	4	0.00095825	0.005030813	PASA
9	D9	S_DINX Max	0.027973	0.003868	4	0.000967	0.00507675	PASA
8	D8	S_DINX Max	0.024105	0.003864	4	0.000966	0.0050715	PASA
7	D7	S_DINX Max	0.020241	0.003795	4	0.00094875	0.004980938	PASA
6	D6	S_DINX Max	0.016446	0.003655	4	0.00091375	0.004797188	PASA
5	D5	S_DINX Max	0.012791	0.003376	4	0.000844	0.004431	PASA
4	D4	S_DINX Max	0.009415	0.003085	4	0.00077125	0.004049063	PASA
3	D3	S_DINX Max	0.00633	0.002918	4	0.0007295	0.003829875	PASA
2	D2	S_DINX Max	0.003412	0.001971	4	0.00049275	0.002586938	PASA
1	D1	S_DINX Max	0.001441	0.001441	4.8	0.000300208	0.001576094	PASA

Cuadro N° 49 Control de Derivas – Análisis Dinámico – Sistema Aporticado en X
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D.Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
14	D14	S_DINY Max	0.044842	0.003567	4	0.00089175	0.004681688	PASA
13	D13	S_DINY Max	0.041275	0.003572	4	0.000893	0.00468825	PASA
12	D12	S_DINY Max	0.037703	0.003683	4	0.00092075	0.004833938	PASA
11	D11	S_DINY Max	0.03402	0.003765	4	0.00094125	0.004941563	PASA
10	D10	S_DINY Max	0.030255	0.003783	4	0.00094575	0.004965188	PASA
9	D9	S_DINY Max	0.026472	0.003788	4	0.000947	0.00497175	PASA
8	D8	S_DINY Max	0.022684	0.003738	4	0.0009345	0.004906125	PASA
7	D7	S_DINY Max	0.018946	0.003624	4	0.000906	0.0047565	PASA
6	D6	S_DINY Max	0.015322	0.00343	4	0.0008575	0.004501875	PASA
5	D5	S_DINY Max	0.011892	0.003143	4	0.00078575	0.004125188	PASA
4	D4	S_DINY Max	0.008749	0.002859	4	0.00071475	0.003752438	PASA
3	D3	S_DINY Max	0.00589	0.002474	4	0.0006185	0.003247125	PASA
2	D2	S_DINY Max	0.003416	0.001954	4	0.0004885	0.002564625	PASA
1	D1	S_DINY Max	0.001462	0.001462	4.8	0.000304583	0.001599063	PASA

Cuadro N° 50 Control de Derivas – Análisis Dinámico – Sistema Aporticado en Y
Fuente: Propia

Como podemos observar, los desplazamientos cumplen con lo estipulado en la norma de máximo 0.007 en el rango inelástico, lo cual poco o nada importa, ya que la edificación de uso hotel en análisis para la presente tesis, será evaluada a sismo severo y considerando la relación daño-deriva máxima de la metodología Hazus y el Vision 2000.

Si bien es cierto la edificación ante sismo moderado tendrá un buen comportamiento sin tener la necesidad de reforzar con disipadores de fluido viscoso, en esta ocasión se trabajara en un desempeño no lineal, para lo cual las derivas en el análisis posterior tendera a incrementarse producto del sismo severo y dichas derivas tendrán que se ser superadas y estar por debajo del máximo según norma tanto peruana como americana.

4.4. ANÁLISIS SÍSMICO Y PARAMETROS PARA OBTENCIÓN DE SISMO DE DISEÑO

Hasta el momento la estructura con sistema dual fue analizada en primera instancia mediante un análisis elástico lineal de fuerzas equivalentes y dinámico modal espectral, dando como resultado un correcto comportamiento si se rige a la norma peruana sismorresistente E -030.

Dada la situación de que la estructura cumple para un posterior diseño sísmico con estar muy por debajo de las derivas máximas estipuladas en la E-030, y que la evaluación de derivas para la presente tesis no será solamente con la E-030 si no también, mediante la relación daño-deriva de la Metodología Hazus, por ende, se tiene que hacer uso de un sistema de protección sísmica, que para la presente serán los disipadores de fluido viscoso Taylor, para la cual se emplearon las siguientes normas:

- ✓ Realizar el análisis estructural de la edificación (ASCE 7-10)
- ✓ Calcular las propiedades del disipador de energía – diseño en acero (Fema 273-274, AISC Steel Construction 13th)
- ✓ Análisis por desempeño (Hazus, Vision2000)

Para proceder al análisis dinámico tiempo – historia será necesario en primer lugar realizar un análisis dinámico modal – espectral con un espectro de diseño usando R=1, la cual sus resultados serán contrastados con los del tiempo – historia lineal y posteriormente se definirá al sismo de diseño para un análisis por desempeño.

El análisis sísmico con R=1 como nos manda la norma peruana E-030 2016, es para que el edificio entre en un comportamiento del rango no lineal ante un sismo severo, tener en cuenta que los desplazamientos obtenidos se multiplican directamente por la unidad.

4.4.1. Análisis sísmico dinámico modal – espectral con R=1

Los parámetros son los mismos que se consideraron en el análisis común dinámico modal espectral, con la diferencia que el coeficiente de reducción sísmica será de 1 para las dos direcciones de análisis.

Z	**0.45**
U	**1.0**
C	**De 0.00 a 10 Seg**
S	**1.05**
Rx	**1**
g	**9.81 m/s²**

Tabla N° 51 Análisis Dinámico – Espectral R=1
Fuente: Propia

Con los parámetros de la tabla 51 se procede a realizar el cálculo del espectro se pseudo aceleraciones (Sa – espectro objetivo de diseño).

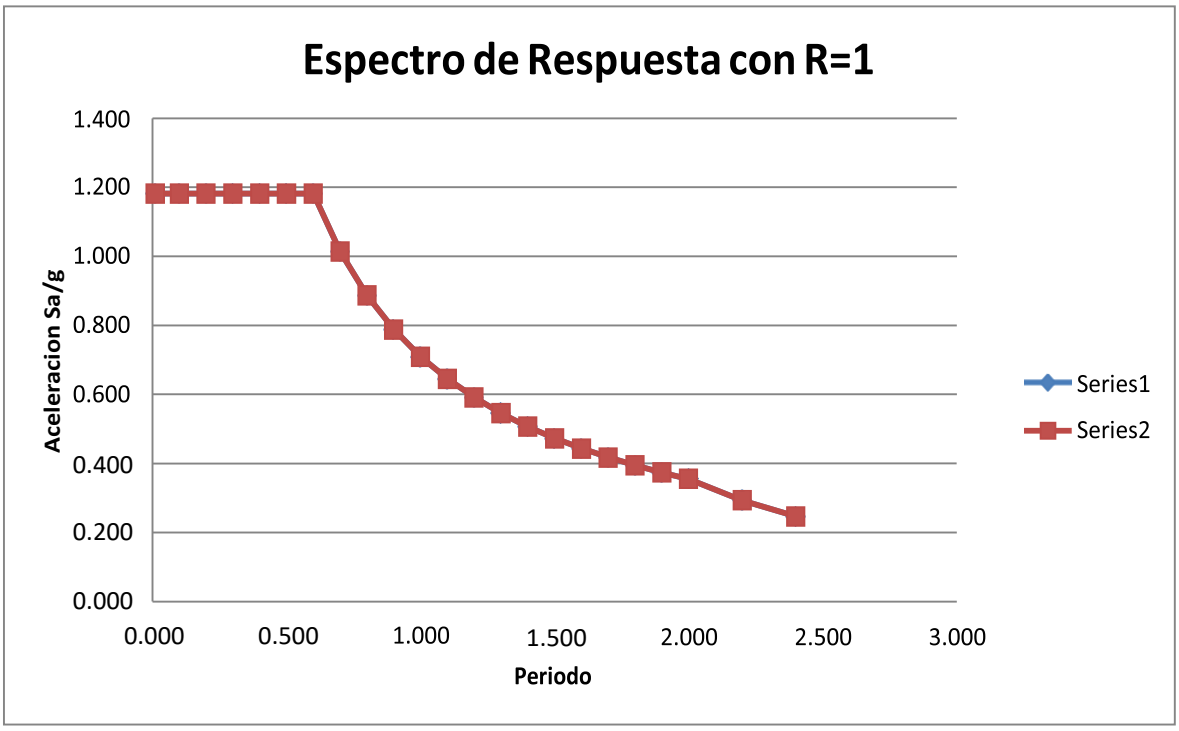


Figura 50 Espectro de Respuesta R=1
Fuente: Propia

T	C	Sax=ZUCS/Rx	Say=ZUCS/Ry	Sax/g	Say/g
0.010	2.50	1.181	1.181	0.01 1.181	0.01 1.181
0.100	2.50	1.181	1.181	0.1 1.181	0.1 1.181
0.200	2.50	1.181	1.181	0.2 1.181	0.2 1.181
0.300	2.50	1.181	1.181	0.3 1.181	0.3 1.181
0.400	2.50	1.181	1.181	0.4 1.181	0.4 1.181
0.500	2.50	1.181	1.181	0.5 1.181	0.5 1.181
0.600	2.50	1.181	1.181	0.6 1.181	0.6 1.181
0.700	2.14	1.013	1.013	0.7 1.013	0.7 1.013
0.800	1.88	0.886	0.886	0.8 0.886	0.8 0.886
0.900	1.67	0.788	0.788	0.9 0.788	0.9 0.788
1.000	1.50	0.709	0.709	1 0.709	1 0.709
1.100	1.36	0.644	0.644	1.1 0.644	1.1 0.644
1.200	1.25	0.591	0.591	1.2 0.591	1.2 0.591
1.300	1.15	0.545	0.545	1.3 0.545	1.3 0.545
1.400	1.07	0.506	0.506	1.4 0.506	1.4 0.506
1.500	1.00	0.473	0.473	1.5 0.473	1.5 0.473
1.600	0.94	0.443	0.443	1.6 0.443	1.6 0.443
1.700	0.88	0.417	0.417	1.7 0.417	1.7 0.417
1.800	0.83	0.394	0.394	1.8 0.394	1.8 0.394
1.900	0.79	0.373	0.373	1.9 0.373	1.9 0.373
2.000	0.75	0.354	0.354	2 0.354	2 0.354
2.200	0.62	0.293	0.293	2.2 0.293	2.2 0.293
2.400	0.52	0.246	0.246	2.4 0.246	2.4 0.246

Tabla N° 52 Aceleración Espectral R=1
Fuente: Propia

Procedemos a mostrar las derivas obtenidas en el análisis, los cuales servirán para obtener el sismo de diseño.

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
14	D14	S_DINR1X Max	0.326398	0.027154	4	0.0067885	PASA
13	D13	S_DINR1X Max	0.299244	0.024528	4	0.006132	PASA
12	D12	S_DINR1X Max	0.274716	0.02557	4	0.0063925	PASA
11	D11	S_DINR1X Max	0.249146	0.026522	4	0.0066305	PASA
10	D10	S_DINR1X Max	0.222624	0.02683	4	0.0067075	PASA
9	D9	S_DINR1X Max	0.195794	0.027075	4	0.00676875	PASA
8	D8	S_DINR1X Max	0.168719	0.02705	4	0.0067625	PASA
7	D7	S_DINR1X Max	0.141669	0.026564	4	0.006641	PASA
6	D6	S_DINR1X Max	0.115105	0.025584	4	0.006396	PASA
5	D5	S_DINR1X Max	0.089521	0.023627	4	0.00590675	PASA
4	D4	S_DINR1X Max	0.065894	0.021591	4	0.00539775	PASA
3	D3	S_DINR1X Max	0.044303	0.020421	4	0.00510525	PASA
2	D2	S_DINR1X Max	0.023882	0.013793	4	0.00344825	PASA
1	D1	S_DINR1X Max	0.010089	0.010089	4.8	0.002101875	PASA

Tabla N° 53 Derivas en X
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
14	D14	S_DINR1Y Max	0.313929	0.024969	4	0.00624225	PASA
13	D13	S_DINR1Y Max	0.28896	0.025007	4	0.00625175	PASA
12	D12	S_DINR1Y Max	0.263953	0.025782	4	0.0064455	PASA
11	D11	S_DINR1Y Max	0.238171	0.026361	4	0.00659025	PASA
10	D10	S_DINR1Y Max	0.21181	0.026483	4	0.00662075	PASA
9	D9	S_DINR1Y Max	0.185327	0.026518	4	0.0066295	PASA
8	D8	S_DINR1Y Max	0.158809	0.026173	4	0.00654325	PASA
7	D7	S_DINR1Y Max	0.132636	0.025373	4	0.00634325	PASA
6	D6	S_DINR1Y Max	0.107263	0.024014	4	0.0060035	PASA
5	D5	S_DINR1Y Max	0.083249	0.022002	4	0.0055005	PASA
4	D4	S_DINR1Y Max	0.061247	0.020012	4	0.005003	PASA
3	D3	S_DINR1Y Max	0.041235	0.017322	4	0.0043305	PASA
2	D2	S_DINR1Y Max	0.023913	0.013677	4	0.00341925	PASA
1	D1	S_DINR1Y Max	0.010236	0.010236	4.8	0.0021325	PASA

Tabla N° 54 Derivas en Y
Fuente: Propia

Se puede apreciar que producto del análisis a sismo severo la edificación aún sigue mostrando al límite de 0.007 un comportamiento correcto cumpliendo con la norma Peruana E -030, recordar que la evaluación de derivas será tanto para la norma peruana como la americana con la metodología de daño vs deriva Hazus.

4.4.2. Acelerogramas para espectro de diseño

Para la presente tesis se consideraron lo mínimo de 3 registros sísmicos, los cuales son catalogados los más severos a nivel nacional y son los siguientes:

SISMO	UBICACIÓN DE LA ESTACION	NOMBRE DE ARCHIVO
15 de Agosto del 2007	Universidad Nacional San Luis Gonzaga (ICA)	ICA2_0708151840
3 de Octubre de 1974	Parque de la reserva (LIMA)	PRQ-7410030921
17 de Octubre de 1966	Parque de la reserva (LIMA)	PRQ_6610171641F

Estacion acelerometrica	Fecha	Componentes	Aceleración maxima (cm/seg2)	Duración (Seg)
Ica	15 de Agosto 2007	N - S	334.1	218.06
		E - W	-272.2	
Lima	3 de Octubre de 1974	N - S	179	97.96
		E - W	-192.5	
Lima	17 de Octubre de 1966	N - S	-269.34	197.64
		E - W	-180.59	

Tabla N° 55 Registros Sísmicos más Severos
Fuente: Propia

Los registros sísmicos se encuentran en unidades Gal (Cm/s^2), para poder escalar la norma nos recomienda usar un software especializado, para la presente tesis se optó por usar el SEISMOSIGNAL para realizar la corrección por línea base y filtrado, y el SEISMOMATCH para realizar el escalamiento respectivo al espectro de diseño (espectro objetivo).

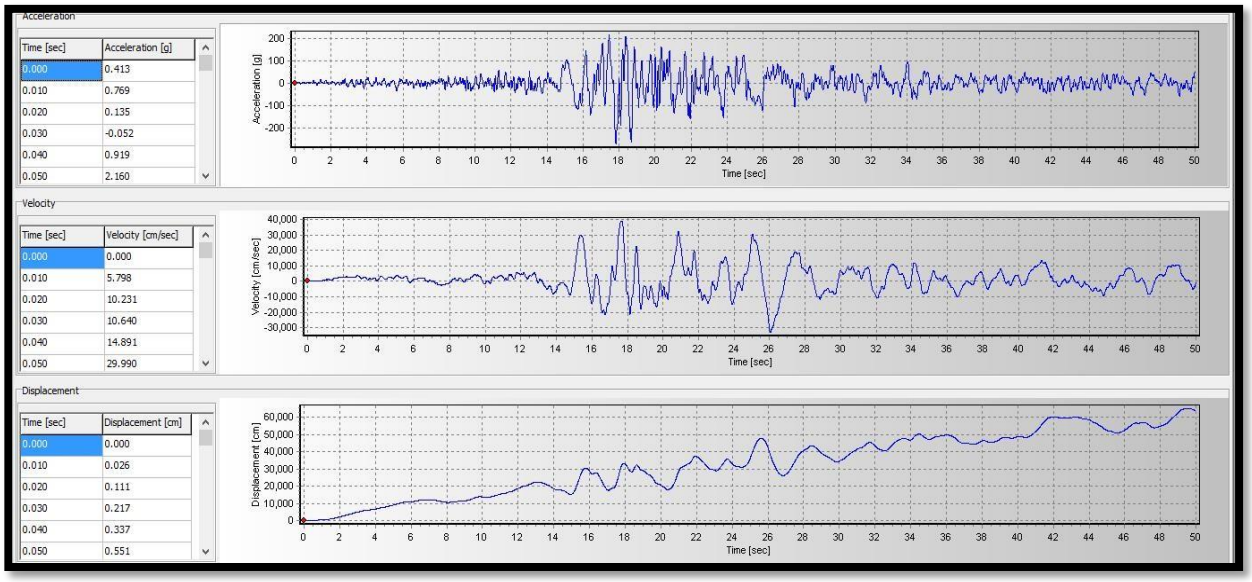
4.4.2.1. Correcciones

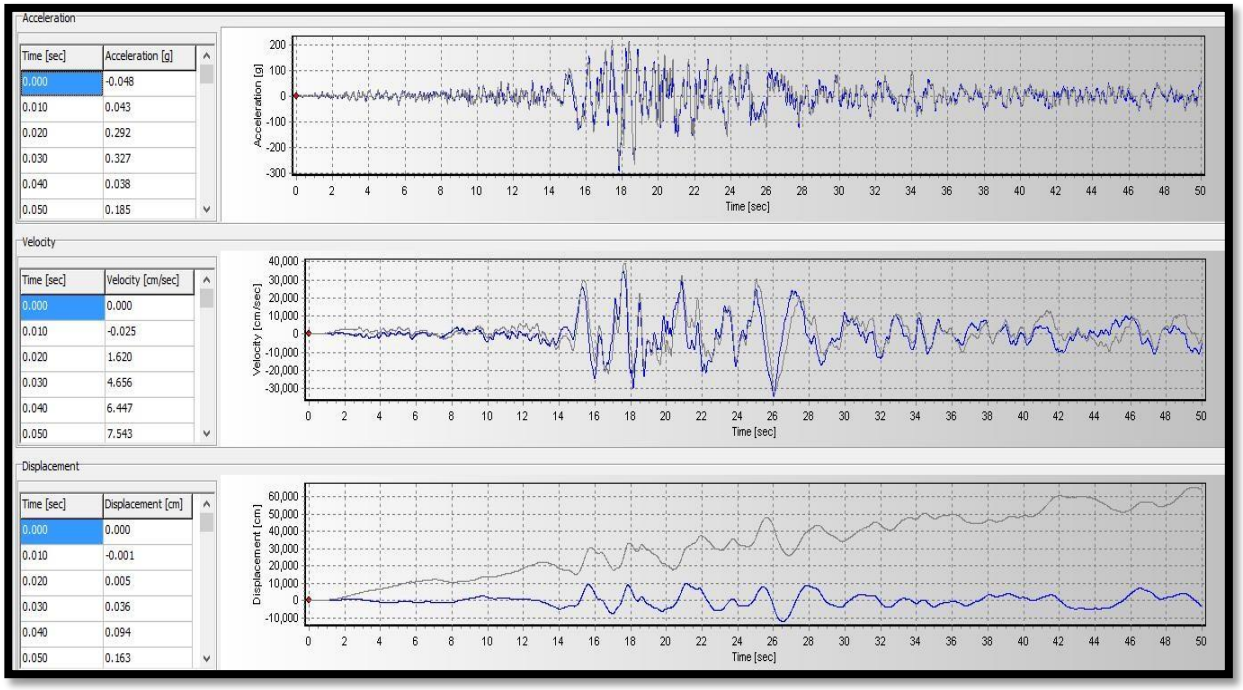
- **De línea base**

Este proceso se utiliza para evitar la desviación de los acelerogramas respecto al centro, aplicando al acelerograma una corrección punto a punto igual al promedio aritmético del registro.

- **Filtrado de la señal**

Es un proceso computacional, o algoritmo que convierte una secuencia de números representada por la señal de entrada en otra secuencia representada por la señal de salida. El proceso de filtrado es empleado para remover componentes frecuenciales no deseadas para una señal dada, el ruido de baja y alta frecuencia que se presenta en los sitios de registro, debido a factores como el paso de automóviles, ruido ambiental, etc, esto produce que a la señal original se superponga otra señal de cierto nivel que puede ocultar características significativas de la misma.





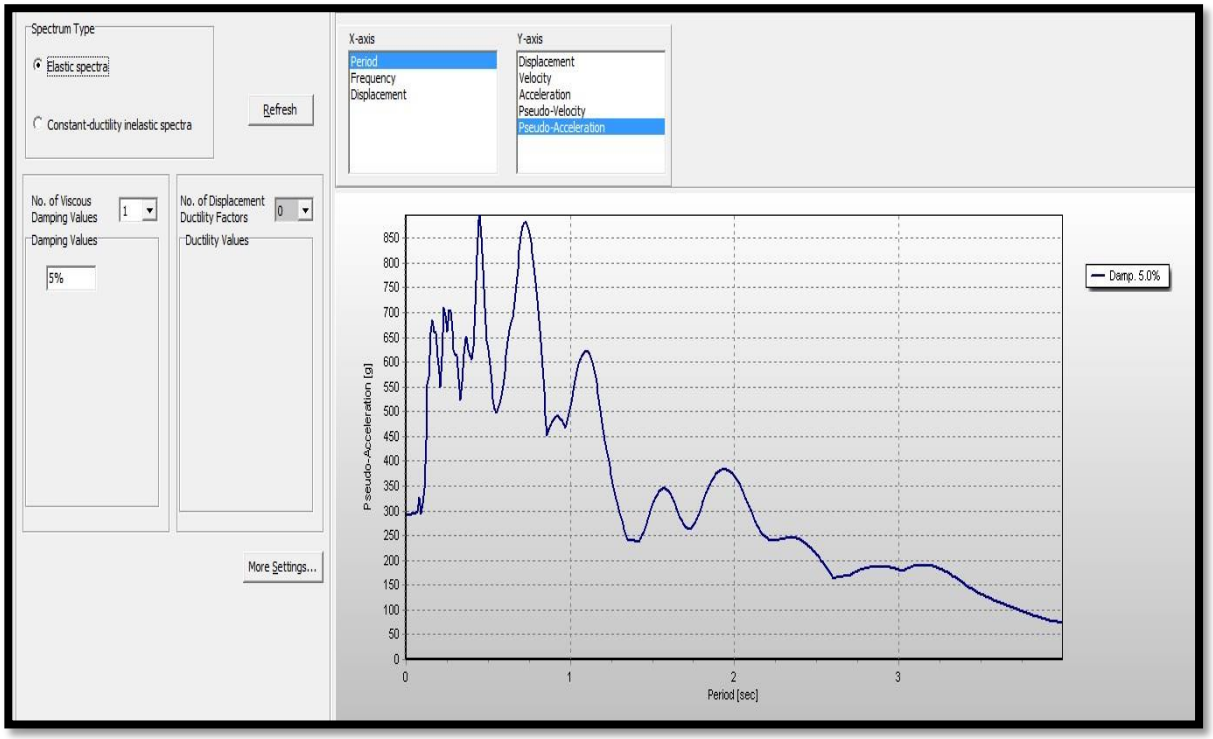


Figura 51 Filtrado de Componentes Frecuenciales
Fuente: Propia

4.4.2.2. Escalamiento de Acelerogramas

Se procede a escalar los acelerogramas ya corregidos previamente, al espectro de diseño, con el apoyo del software SeismoMatch. Se dará un ejemplo con el sismo de Lima 1966 y los dos restantes seguirán el mismo procedimiento.

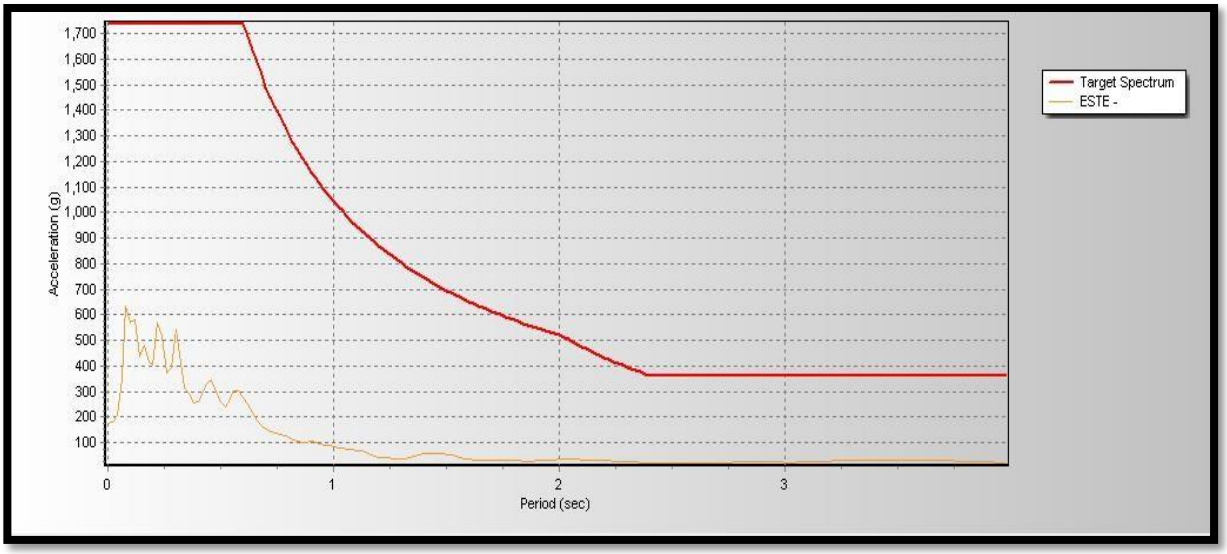


Figura 52 Espectro de diseño (color rojo) y registro sísmico sin escalar (color naranja)
Fuente: Propia

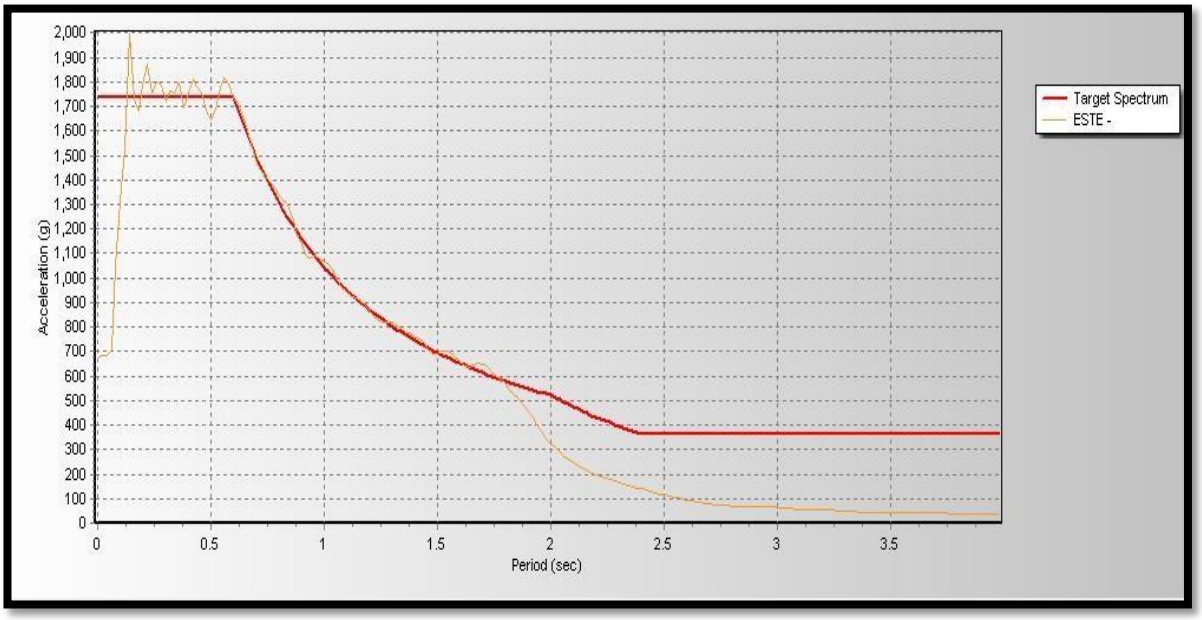


Figura 53 Espectro de diseño (color rojo) y registro sísmico Escalado (color naranja)
Fuente: Propia

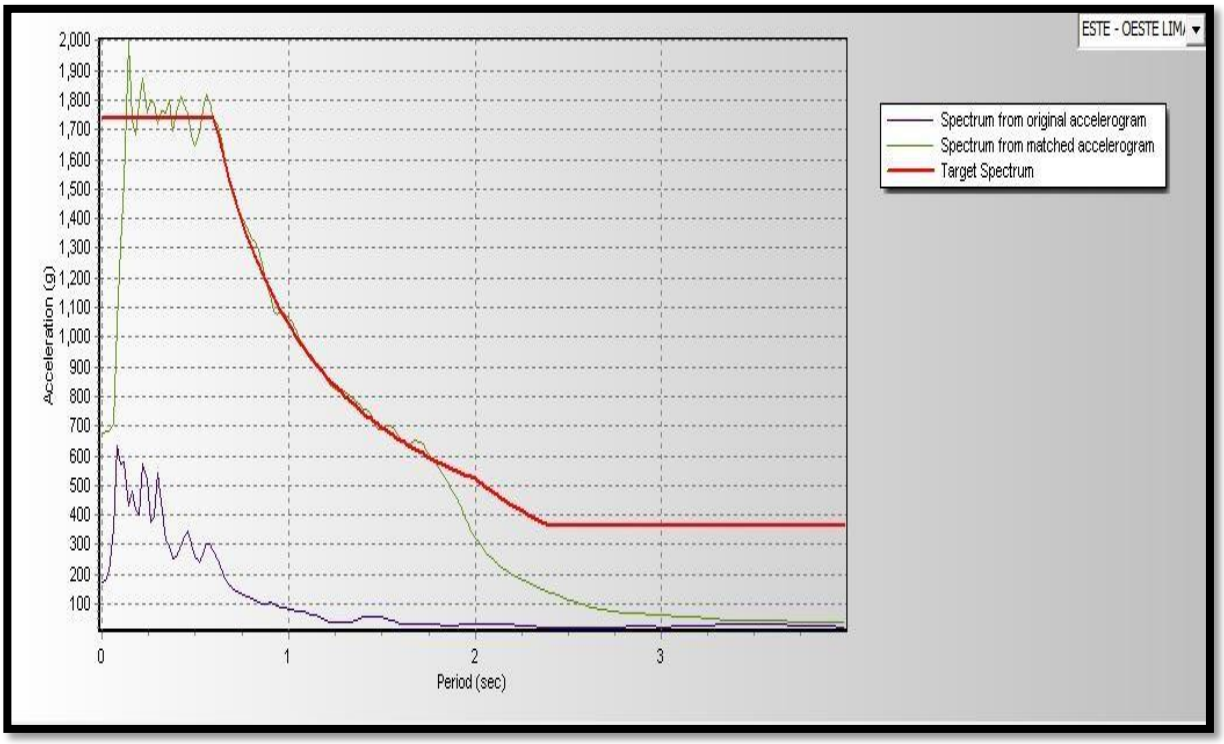


Figura 54 Comparación entre Registro sin Escalar y Registro Escalado al Espectro de Diseño
Fuente: Propia

Del proceso de escalamiento se obtienen las nuevas aceleraciones máximas de los registros sísmicos, las cuales se muestran en la siguiente tabla:

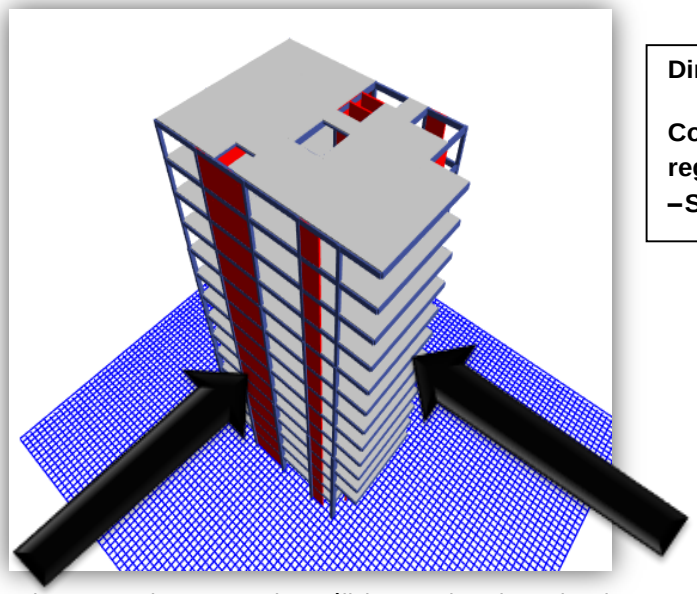
Estacion acelerometrica	Fecha	Componentes	Aceleración maxima (cm/seg2)	Duración (Seg)
Ica	15 de Agosto 2007	N - S	689.697	218.06
		E - W	-791.36	
Lima	3 de Octubre de 1974	N - S	822.145	97.96
		E - W	-747.285	
Lima	17 de Octubre de 1966	N - S	-820.889	197.64
		E - W	-671.003	

Tabla N° 56
Tabla N° 56 Registros Sísmicos Escalados al Espectro de Diseño
Fuente: Propia

El análisis dinámico tiempo – Historia será llevado a cabo como nos manda la norma peruana E - 030 2016, el cual nos indica que cada conjunto de registro sísmico consistirá en dos componentes o casos de aceleración horizontal, escalados al espectro de diseño y aplicados en fuerza horizontal como la siguiente imagen:

Dirección X-X

Componente del registro sísmico (E – W)



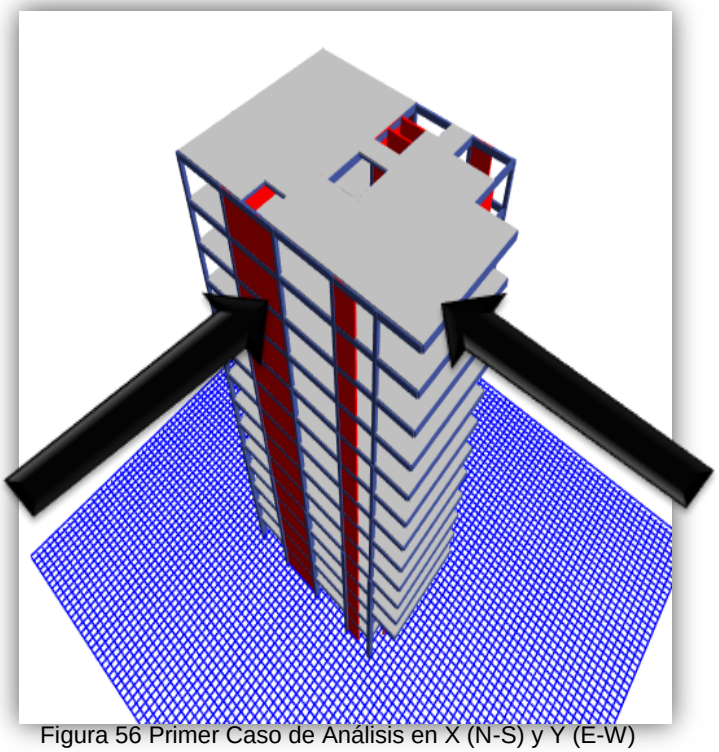
Dirección Y-Y

Componente del registro sísmico (N –S)

Figura 55 Primer Caso de Análisis en X (E-W) y Y (N-S)
Fuente: Propia

Dirección X-X

Componente del registro sísmico (N – S)



Dirección Y-Y

Componente del registro sísmico (E – W)

Figura 56 Primer Caso de Análisis en X (N-S) y Y (E-W)
Fuente: Propia

Para cada registro sísmico empleado se analizará por separado, en el caso 1 cuando la componente E – W del registro actúa en el eje X, y la componente N – S en el eje Y, luego en el caso 2 cuando la componente E – W actúa en el eje Y, y la componente N – S en el eje X.

4.4.3. Análisis sísmico dinámico modal – tiempo historia lineal con efectos de interacción sísmica

Se procede a ejecutar el análisis dinámico lineal tiempo – historia, y se obtienen los siguientes resultados en función a derivas.

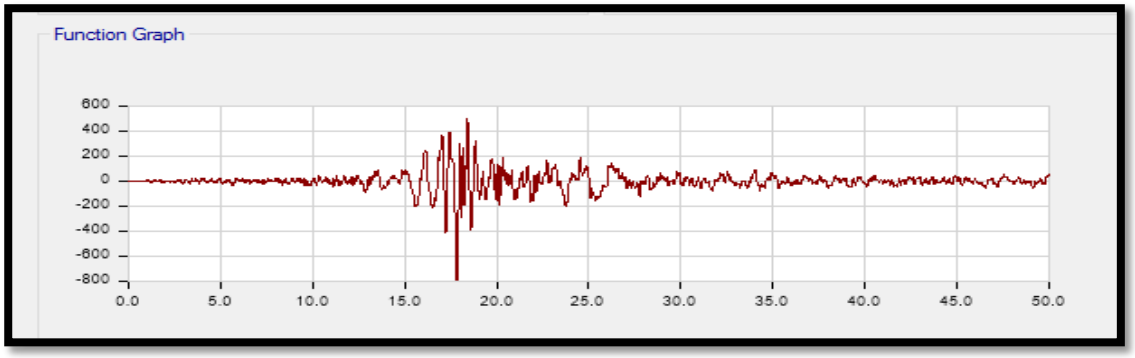


Figura 57 Análisis Dinámico Lineal (Tiempo-Historia) – Ica 2007
Fuente: Propia

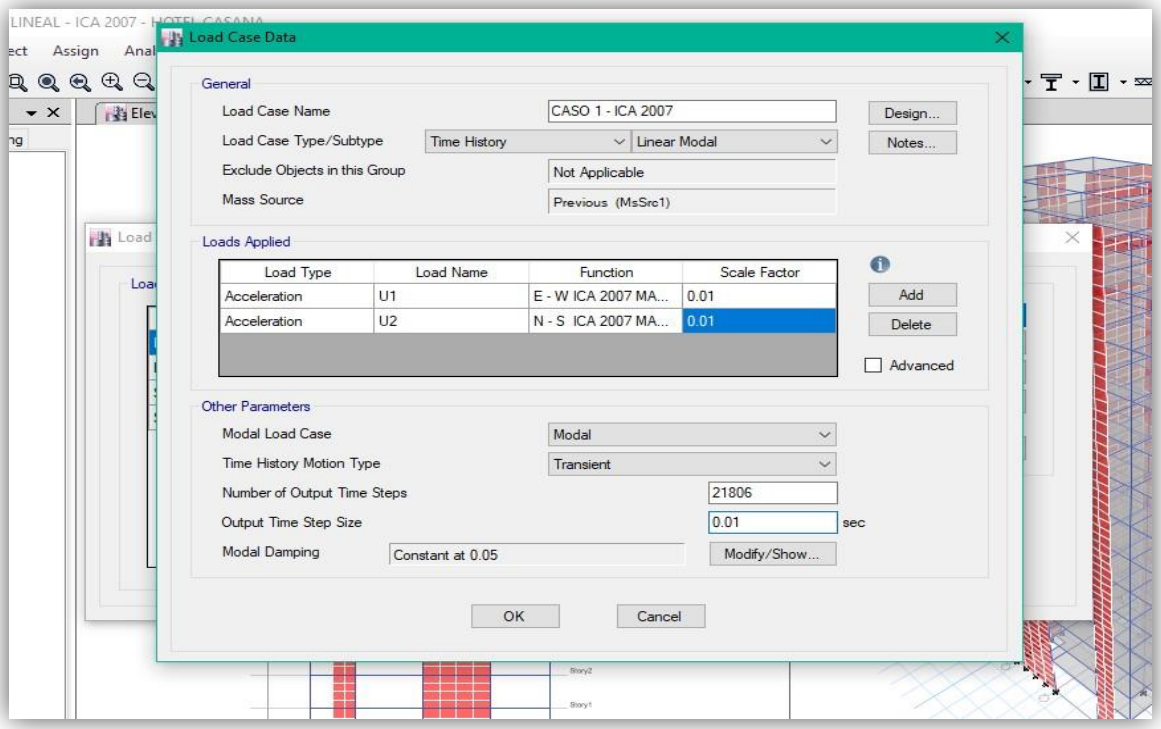


Figura 58 Derivas Inelásticas a Sismo Severo
Fuente: Propia – ETABS

Se procede mediante el software Etabs 2016 a extraer las derivas inelásticas a sismo severo con cada sismo de diseño empleado.

- **SISMO DE ICA 2007**

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
14	D14	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.410247	0.034165	4	0.00854125
13	D13	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.376082	0.032142	4	0.0080355
12	D12	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.34394	0.033554	4	0.0083885
11	D11	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.310386	0.034657	4	0.00866425
10	D10	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.275729	0.035021	4	0.00875525
9	D9	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.240708	0.035251	4	0.00881275
8	D8	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.205457	0.034728	4	0.008682
7	D7	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.170729	0.033621	4	0.00840525
6	D6	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.137108	0.031688	4	0.007922
5	D5	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.10542	0.02867	4	0.0071675
4	D4	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.07675	0.025758	4	0.0064395
3	D3	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.050992	0.023306	4	0.0058265
2	D2	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.027686	0.016117	4	0.00402925
1	D1	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.011569	0.011569	4.8	0.002410208

Tabla N° 57 Derivas Inelásticas (1) en el Eje X – Ica 2007
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
14	D14	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.502839	0.039695	4	0.00992375
13	D13	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.463144	0.036892	4	0.009223
12	D12	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.426252	0.037683	4	0.00942075
11	D11	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.388569	0.03881	4	0.0097025
10	D10	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.349759	0.039571	4	0.00989275
9	D9	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.310188	0.04043	4	0.0101075
8	D8	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.269758	0.04061	4	0.0101525
7	D7	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.229148	0.040051	4	0.01001275
6	D6	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.189097	0.039283	4	0.00982075
5	D5	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.149814	0.037354	4	0.0093385
4	D4	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.11246	0.035235	4	0.00880875
3	D3	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.077225	0.034093	4	0.00852325
2	D2	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.043132	0.024358	4	0.0060895
1	D1	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.018774	0.018774	4.8	0.00391125

Tabla N° 58 Derivas Inelásticas (2) en el Eje X – Ica 2007
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
14	D14	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.508111	0.044399	4	0.01109975
13	D13	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.463712	0.044113	4	0.01102825
12	D12	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.419599	0.045126	4	0.0112815
11	D11	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.374473	0.046096	4	0.011524
10	D10	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.328377	0.045622	4	0.0114055
9	D9	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.282755	0.044767	4	0.01119175
8	D8	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.237988	0.042655	4	0.01066375
7	D7	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.195333	0.039344	4	0.009836
6	D6	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.155989	0.035796	4	0.008949
5	D5	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.120193	0.032059	4	0.00801475
4	D4	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.088134	0.028923	4	0.00723075
3	D3	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.059211	0.024897	4	0.00622425
2	D2	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.034314	0.019671	4	0.00491775
1	D1	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.014643	0.014643	4.8	0.003050625

Tabla N° 59 Derivas Inelásticas (1) en el Eje Y – Ica 2007
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
14	D14	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.404469	0.031711	4	0.00792775
13	D13	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.372758	0.032566	4	0.0081415
12	D12	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.340192	0.03358	4	0.008395
11	D11	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.306612	0.034588	4	0.008647
10	D10	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.272024	0.034951	4	0.00873775
9	D9	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.237073	0.035076	4	0.008769
8	D8	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.201997	0.03451	4	0.0086275
7	D7	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.167487	0.033334	4	0.0083335
6	D6	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.134153	0.031242	4	0.0078105
5	D5	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.102911	0.028154	4	0.0070385
4	D4	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.074757	0.025153	4	0.00628825
3	D3	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.049604	0.021213	4	0.00530325
2	D2	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.028391	0.01626	4	0.004065
1	D1	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.012131	0.012131	4.8	0.002527292

Tabla N° 60 Derivas Inelásticas (2) en el Eje Y – Ica 2007
Fuente: Propia

- **SISMO DE LIMA 1966**

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
14	D14	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.436603	0.037255	4	0.00931375
13	D13	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.399348	0.034356	4	0.008589
12	D12	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.364992	0.034946	4	0.0087365
11	D11	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.330046	0.036744	4	0.009186
10	D10	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.293302	0.035858	4	0.0089645
9	D9	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.257444	0.037104	4	0.009276
8	D8	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.22034	0.036962	4	0.0092405
7	D7	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.183378	0.035434	4	0.0088585
6	D6	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.147944	0.033194	4	0.0082985
5	D5	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.11475	0.030254	4	0.0075635
4	D4	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.084496	0.027399	4	0.00684975
3	D3	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.057097	0.025202	4	0.0063005
2	D2	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.031895	0.018271	4	0.00456775
1	D1	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.013624	0.013624	4.8	0.002838333

Tabla N° 61 Derivas Inelásticas (1) en el Eje X – Lima 1966
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
14	D14	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.380266	0.029849	4	0.00746225
13	D13	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.350417	0.027191	4	0.00679775
12	D12	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.323226	0.02873	4	0.0071825
11	D11	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.294496	0.030291	4	0.00757275
10	D10	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.264205	0.031155	4	0.00778875
9	D9	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.23305	0.031911	4	0.00797775
8	D8	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.201139	0.032267	4	0.00806675
7	D7	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.168872	0.031932	4	0.007983
6	D6	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.13694	0.030818	4	0.0077045
5	D5	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.106122	0.028397	4	0.00709925
4	D4	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.077725	0.025813	4	0.00645325
3	D3	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.051912	0.02401	4	0.0060025
2	D2	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.027902	0.016221	4	0.00405525
1	D1	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.011681	0.011681	4.8	0.002433542

Tabla N° 61 Derivas Inelásticas (2) en el Eje X – Lima 1966
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
14	D14	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.419667	0.034637	4	0.00865925
13	D13	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.38503	0.031608	4	0.007902
12	D12	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.353422	0.03284	4	0.00821
11	D11	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.320582	0.034006	4	0.0085015
10	D10	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.286576	0.034253	4	0.00856325
9	D9	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.252323	0.035132	4	0.008783
8	D8	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.217191	0.035398	4	0.0088495
7	D7	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.181793	0.034862	4	0.0087155
6	D6	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.146931	0.033246	4	0.0083115
5	D5	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.113685	0.030508	4	0.007627
4	D4	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.083177	0.027708	4	0.006927
3	D3	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.055469	0.02416	4	0.00604
2	D2	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.031309	0.018138	4	0.0045345
1	D1	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.013171	0.013171	4.8	0.002743958

Tabla N° 63 Derivas Inelásticas (1) en el Eje Y – Lima 1966
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
14	D14	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.384165	0.03233	4	0.0080825
13	D13	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.351835	0.03246	4	0.008115
12	D12	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.319375	0.033444	4	0.008361
11	D11	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.285931	0.032338	4	0.0080845
10	D10	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.253593	0.032559	4	0.00813975
9	D9	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.221034	0.032846	4	0.0082115
8	D8	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.188188	0.031812	4	0.007953
7	D7	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.156376	0.031076	4	0.007769
6	D6	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.1253	0.029333	4	0.00733325
5	D5	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.095967	0.026545	4	0.00663625
4	D4	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.069422	0.022927	4	0.00573175
3	D3	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.046495	0.019092	4	0.004773
2	D2	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.027403	0.015227	4	0.00380675
1	D1	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.012176	0.012176	4.8	0.002536667

Tabla N° 64 Derivas Inelásticas (2) en el Eje Y – Lima 1966
Fuente: Propia

- **SISMO DE LIMA 1974**

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A.entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
14	D14	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.364582	0.030124	4	0.007531
13	D13	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.334458	0.027144	4	0.006786
12	D12	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.307314	0.028575	4	0.00714375
11	D11	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.278739	0.029946	4	0.0074865
10	D10	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.248793	0.030398	4	0.0075995
9	D9	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.218395	0.030834	4	0.0077085
8	D8	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.187561	0.030871	4	0.00771775
7	D7	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.15669	0.030238	4	0.0075595
6	D6	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.126452	0.028896	4	0.007224
5	D5	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.097556	0.026376	4	0.006594
4	D4	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.07118	0.023801	4	0.00595025
3	D3	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.047379	0.022208	4	0.005552
2	D2	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.025171	0.01469	4	0.0036725
1	D1	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.010481	0.010481	4.8	0.002183542

Tabla N° 65 Derivas Inelásticas (1) en el Eje X – Lima 1974
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D.Relativo (m)	A.entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
14	D14	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.314364	0.025677	4	0.00641925
13	D13	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.288687	0.025994	4	0.0064985
12	D12	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.262693	0.027005	4	0.00675125
11	D11	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.235688	0.027744	4	0.006936
10	D10	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.207944	0.027807	4	0.00695175
9	D9	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.180137	0.027714	4	0.0069285
8	D8	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.152423	0.027108	4	0.006777
7	D7	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.125315	0.025888	4	0.006472
6	D6	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.099427	0.023971	4	0.00599275
5	D5	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.075456	0.021339	4	0.00533475
4	D4	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.054117	0.017735	4	0.00443375
3	D3	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.036382	0.016819	4	0.00420475
2	D2	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.019563	0.011277	4	0.00281925
1	D1	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.008286	0.008286	4.8	0.00172625

Tabla N° 66 Derivas Inelásticas (2) en el Eje X – Lima 1974
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
			m			
14	D14	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.312272	0.023439	4	0.00585975
13	D13	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.288833	0.024425	4	0.00610625
12	D12	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.264408	0.025399	4	0.00634975
11	D11	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.239009	0.026231	4	0.00655775
10	D10	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.212778	0.026612	4	0.006653
9	D9	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.186166	0.026855	4	0.00671375
8	D8	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.159311	0.02665	4	0.0066625
7	D7	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.132661	0.025878	4	0.0064695
6	D6	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.106783	0.024438	4	0.0061095
5	D5	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.082345	0.022242	4	0.0055605
4	D4	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.060103	0.020022	4	0.0050055
3	D3	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.040081	0.016996	4	0.004249
2	D2	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.023085	0.01334	4	0.003335
1	D1	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.009745	0.009745	4.8	0.002030208

Tabla N° 67 Derivas Inelásticas (1) en el Eje Y – Lima 1974
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
			m			
14	D14	CASO2-LIMA1974Max	0.396507	0.031877	4	0.00796925
13	D13	CASO2-LIMA1974Max	0.36463	0.031461	4	0.00786525
12	D12	CASO2-LIMA1974Max	0.333169	0.032619	4	0.00815475
11	D11	CASO2-LIMA1974Max	0.30055	0.033582	4	0.0083955
10	D10	CASO2-LIMA1974Max	0.266968	0.033967	4	0.00849175
9	D9	CASO2-LIMA1974Max	0.233001	0.034214	4	0.0085535
8	D8	CASO2-LIMA1974Max	0.198787	0.03386	4	0.008465
7	D7	CASO2-LIMA1974Max	0.164927	0.032772	4	0.008193
6	D6	CASO2-LIMA1974Max	0.132155	0.030705	4	0.00767625
5	D5	CASO2-LIMA1974Max	0.10145	0.027056	4	0.006764
4	D4	CASO2-LIMA1974Max	0.074394	0.024536	4	0.006134
3	D3	CASO2-LIMA1974Max	0.049858	0.021033	4	0.00525825
2	D2	CASO2-LIMA1974Max	0.028825	0.016603	4	0.00415075
1	D1	CASO2-LIMA1974Max	0.012222	0.012222	4.8	0.00254625

Tabla N° 68 Derivas Inelásticas (2) en el Eje Y – Lima 1974
Fuente: Propia

Ejecutado el análisis dinámico tiempo historia lineal a la edificación mediante los 3 registros sísmicos en las dos direcciones ortogonales de análisis, se muestra los cuadros resumen de las derivas halladas:

	ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN X-X					
NIVEL	ICA 2007		LIMA 1966		LIMA 1974	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
14	0.00854	0.00992	0.00931	0.00746	0.00753	0.00642
13	0.00804	0.00922	0.00859	0.00680	0.00679	0.00650
12	0.00839	0.00942	0.00874	0.00718	0.00714	0.00675
11	0.00866	0.00970	0.00919	0.00757	0.00749	0.00694
10	0.00876	0.00989	0.00896	0.00779	0.00760	0.00695
9	0.00881	0.01011	0.00928	0.00798	0.00771	0.00693
8	0.00868	0.01015	0.00924	0.00807	0.00772	0.00678
7	0.00841	0.01001	0.00886	0.00798	0.00756	0.00647
6	0.00792	0.00982	0.00830	0.00770	0.00722	0.00599
5	0.00717	0.00934	0.00756	0.00710	0.00659	0.00533
4	0.00644	0.00881	0.00685	0.00645	0.00595	0.00443
3	0.00583	0.00852	0.00630	0.00600	0.00555	0.00420
2	0.00403	0.00609	0.00457	0.00406	0.00367	0.00282
1	0.00241	0.00391	0.00284	0.00243	0.00218	0.00173

Tabla N° 69
Fuente: Propia

	ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN Y-Y					
NIVEL	ICA 2007		LIMA 1966		LIMA 1974	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
14	0.01110	0.00793	0.00866	0.00808	0.00586	0.00797
13	0.01103	0.00814	0.00790	0.00812	0.00611	0.00787
12	0.01128	0.00840	0.00821	0.00836	0.00635	0.00815
11	0.01152	0.00865	0.00850	0.00808	0.00656	0.00840
10	0.01141	0.00874	0.00856	0.00814	0.00665	0.00849
9	0.01119	0.00877	0.00878	0.00821	0.00671	0.00855
8	0.01066	0.00863	0.00885	0.00795	0.00666	0.00847
7	0.00984	0.00833	0.00872	0.00777	0.00647	0.00819
6	0.00895	0.00781	0.00831	0.00733	0.00611	0.00768
5	0.00801	0.00704	0.00763	0.00664	0.00556	0.00676
4	0.00723	0.00629	0.00693	0.00573	0.00501	0.00613
3	0.00622	0.00530	0.00604	0.00477	0.00425	0.00526
2	0.00492	0.00407	0.00453	0.00381	0.00334	0.00415
1	0.00305	0.00253	0.00274	0.00254	0.00203	0.00255

Tabla N° 70
Fuente: Propia

4.4.3.1. Determinación del sismo de diseño

Ya una vez ejecutado el análisis lineal tiempo – historia, y tener las derivas máximas de entrepiso en función a un espectro inelástico de diseño a sismo severo, se procede a determinar cuál de los tres registros sísmicos usados en la presente tesis, será la elegida como sismo de diseño final para los disipadores viscosos.

Se determina la variación de las derivas de los tres registros sísmicos, en los dos casos de análisis, con las derivas obtenidas del análisis dinámico modal – espectral con R=1.

Se descarta aquellas variaciones en los registros sísmicos que estén por debajo del valor de 0.80 ya que estarían -20% con respecto a las derivas obtenidas del espectro de diseño, se elegirá aquel caso sea la dirección analizada, que tenga mayor proximidad a la unidad, con la cual garantizaría la mínima variación con respecto al espectro de diseño y seria el sismo elegido para continuar con los procesos de cálculo del sistema de protección sísmica.

	ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN X-X					
NIVEL	ICA 2007		LIMA 1966		LIMA 1974	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
14	1.25819	1.46185	1.37199	1.09925	1.10938	0.94561
13	1.31042	1.50408	1.40068	1.10857	1.10665	1.05977
12	1.31224	1.47372	1.36668	1.12358	1.11752	1.05612
11	1.30673	1.46331	1.38542	1.14211	1.12910	1.04607
10	1.30529	1.47488	1.33649	1.16120	1.13299	1.03641
9	1.30198	1.49326	1.37042	1.17861	1.13884	1.02360
8	1.28384	1.50129	1.36643	1.19287	1.14126	1.00214
7	1.26566	1.50772	1.33391	1.20208	1.13831	0.97455
6	1.23859	1.53545	1.29745	1.20458	1.12946	0.93695
5	1.21344	1.58099	1.28048	1.20189	1.11635	0.90316
4	1.19300	1.63193	1.26900	1.19554	1.10236	0.82141
3	1.14128	1.66951	1.23412	1.17575	1.08751	0.82361
2	1.16849	1.76597	1.32466	1.17603	1.06503	0.81759
1	1.14669	1.86084	1.35038	1.15780	1.03885	0.82129

Tabla N° 71
Fuente: Propia

	ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN Y-Y					
NIVEL	ICA 2007		LIMA 1966		LIMA 1974	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
14	1.77816	1.27001	1.38720	1.29481	0.93872	1.27666
13	1.76403	1.30228	1.26397	1.29804	0.97673	1.25809
12	1.75029	1.30246	1.27376	1.29718	0.98514	1.26519
11	1.74864	1.31209	1.29001	1.22674	0.99507	1.27393
10	1.72269	1.31975	1.29340	1.22943	1.00487	1.28260
9	1.68817	1.32272	1.32484	1.23863	1.01271	1.29022
8	1.62973	1.31853	1.35246	1.21545	1.01822	1.29370
7	1.55062	1.31376	1.37398	1.22477	1.01990	1.29161
6	1.49063	1.30099	1.38444	1.22150	1.01766	1.27863
5	1.45709	1.27961	1.38660	1.20648	1.01091	1.22971
4	1.44528	1.25690	1.38457	1.14566	1.00050	1.22606
3	1.43731	1.22463	1.39476	1.10218	0.98118	1.21424
2	1.43825	1.18886	1.32617	1.11333	0.97536	1.21394
1	1.43054	1.18513	1.28673	1.18953	0.95203	1.19402

Tabla N° 72
Fuente: Propia

Para ambas direcciones de análisis, se descarta los registros sísmicos de Ica 2007 y Lima 1966, ya que en sus dos componentes de análisis algunos diafragmas superan el 1.5% de variación, quedando el sismo de Lima 1974 en la cual se tienen dos casos, pero el caso 1 cuenta con mucha mayor proximidad a la unidad y sobre ella, manteniendo un margen de seguridad que garantizaría el espectro de diseño en sismo severo.

Finalmente se determinó como sismo de diseño para ambas direcciones de análisis el de LIMA 1974 - CASO 1, con el cual se procederá a calcular las propiedades del disipador de fluido viscoso.

4.5. DISEÑO POR DESEMPEÑO DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS

Como ya se ha mencionado, la optimización de la estructura para lograr un comportamiento optimo ante un sismo severo, se dará con la colocación de disipadores de energía de fluido viscoso – Taylor y teniendo en cuenta las recomendaciones de la empresa líder en Perú CDV representaciones, los cuales brindan requerimientos de diseño que la presente tesis deberá cumplir.

4.5.1. Factor de reducción de respuesta (B)

- **Nivel de amenaza sísmica**

Según el comité VISION2000, los movimientos sísmicos de diseño son expresados en intervalos de ocurrencia y en función a la probabilidad de excedencia, los cuales se muestran a continuación:

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)
Sismos frecuentes	43	50% en 30 años
Sismos ocasionales	72	50% en 50 años
Sismos raros	**475**	**10% en 50 años**
Sismos muy raros	970	10% en 100 años

Tabla N° 73 Niveles de Amenaza Sísmica
Fuente: Propia

El sismo a emplear para los cálculos será un sismo raro de 475 años de periodo de retorno.

- **Nivel de desempeño**

El nivel de desempeño que mostrara una edificación ante solicitaciones sísmicas describe un estado límite de daño, ya que representa una condición en función a posibles daños estructurales que pueda sufrir la edificación, el riesgo de sus ocupantes, y la funcionalidad del edificio.

El comité VISION2000 SEAOC brinda cinco niveles de desempeño en función al daño tolerable.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN
Totalmente operacional	El daño es despreciable o nulo, la edificación permanece segura y estable para sus ocupantes. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional	Daños leves en elementos estructurales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan con normalidad. Se requiere algunas reparaciones menores.
Resguardo de vida	**Daño moderado en elementos estructurales, no estructurales y contenido en la edificación. Perdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones quedan fuera de servicio. El edificio requerirá reparaciones importantes.**
Próximo al colapso	Daños severos en elementos estructurales. Gran degradación de la rigidez lateral y capacidad resistente del sistema. Inseguridad para los ocupantes y el costo de reparación puede ser no factible económicamente.
Colapso	Pérdida parcial o total del soporte, colapso parcial o total de la estructura. No es posible la reparación.

Tabla N° 74 Nivel de Desempeño
Fuente: Propia

Si bien es cierto, la edificación en análisis tendrá uso de Hotel, para lo cual la norma lo considera como edificación común, pero a criterio estructural, se tiene que considerar que es un hotel de gran altura y con ubicación en un terminal terrestre en donde concurren gran cantidad de gente, en la cual el fallo y colapso podría generar la perdida de muchas vidas humanas que estén dentro del área del terminal y en el mismo hotel.

Por lo tanto, para el análisis no lineal y la implementación de disipadores de fluido viscoso, se va a considerar a la edificación con un nivel de desempeño de resguardo de vida evitando el colapso total o parcial para daño moderado reparable.

- **Nivel de comportamiento sísmico esperado**

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Totalmente operacional	Funcional	Resguardo de vida	Próximo al colapso
Movimiento sísmico de diseño	Sismo frecuente (43 años)	Estructura básica			
	Sismo ocacional (72 años)	Estructura esencial	Estructura básica		
	Sismo raro (475 años)	Estructura crítica	Estructura esencial	Estructura básica	
	sismo muyraro (970 años)	Estructura crítica	Estructura crítica	Estructura esencial	Estructura básica

Tabla N° 75
Fuente: Vision 2000 SEAOC, 1995, Pág. 71

El nivel de desempeño de la edificación será de resguardo de vida, teniendo un daño moderado, con la cual se garantizará la estabilidad de los huéspedes y personal en general del Hotel.

- **Deriva Objetivo**

Para la deriva objetivo, entienda como la deriva máxima a la que se desea llegar ante el sismo severo de ataque, no se usara la E-030, si no, la metodología Hazus la cual está en función al sistema estructural y altura de la edificación, la clasificación se muestra el siguiente cuadro:

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame (≤ 5,000 sq. ft.)		All	1	14
2	W2	Wood, Greater than 5,000 sq. ft.		All	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4-7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1-3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4-7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4-7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4-7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4-7	5	50
21	C2H		High-Rise	8+	12	120
22	C3L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	20
23	C3M		Mid-Rise	4-7	5	50
24	C3H		High-Rise	8+	12	120
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	15
26	PC2L	Precast Concrete Frames with Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
27	PC2M		Mid-Rise	4-7	5	50
28	PC2H		High-Rise	8+	12	120
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
30	RM1M		Mid-Rise	4+	5	50
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
32	RM2M		Mid-Rise	4-7	5	50
33	RM2H		High-Rise	8+	12	120
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1-2	1	15
35	URMM		Mid-Rise	3+	3	35
36	MH	Mobile Homes		All	1	10

Figura 59 Clasificación Sistema Estructural vs Altura de Edificación
Fuente: Metodología Hazus

Se determinó a la edificación en análisis como sistema dual, la cual tiene una altura de 56.80 m medido desde el nivel de terreno natural, por lo tanto, pertenece a la fila número 21 del cuadro predecesor con el código C2H calificando como edificio alto al poseer más de 8 pisos.

Teniendo el código y sabiendo que se desea un moderado, se ingresa a la tabla de relación daño – deriva brindada por la metodología Hazus.

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State			
Type	Height (inches)					
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400
S1H	1872	1123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300
S2L	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
S2M	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
S2H	1872	1123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
S3	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525
S4L	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
S4M	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
S4H	1872	1123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262
S5L						
S5M						
S5H						
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
C1H	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
C2L	240	180	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600
C2M	600	450	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
C2H	1440	864	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300
C3L						
C3M						
C3H						
PC1	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525
PC2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
PC2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
PC2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263
RM1L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
RM1M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
RM2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
RM2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
RM2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263
URML						
URMM						
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700

Figura 60 Relación Daño - Deriva Brindada
Fuente: Metodología Hazus

Para el código **C2H** de la edificación en análisis, la metodología Hazus indica que para presentar daño moderado reparable se debe llegar a una deriva máxima de 0.0042 ante el sismo de diseño severo.

PARA X

NIVEL	DERIVAS EN X CASO 1 - LIMA 1974	E-030 ≤ 0.007	HAZUS ≤ 0.0042
14	0.00753	NO PASA	NO PASA
13	0.00679	PASA	NO PASA
12	0.00714	NO PASA	NO PASA
11	0.00749	NO PASA	NO PASA
10	0.00760	NO PASA	NO PASA
9	0.00771	NO PASA	NO PASA
8	**0.00772**	NO PASA	NO PASA
7	0.00756	NO PASA	NO PASA
6	0.00722	NO PASA	NO PASA
5	0.00659	PASA	NO PASA
4	0.00595	PASA	NO PASA
3	0.00555	PASA	NO PASA
2	0.00367	PASA	PASA
1	0.00218	PASA	PASA

Tabla N° 76 Derivas en X del Caso 1 – Lima 1974
Fuente: Propia

Para el análisis se tiene la máxima deriva dada por el sismo de diseño de LIMA 1974 – CASO 1, el cual en el eje X tiene una deriva máxima de 7.72 ‰ en el diafragma 8.

$$\boldsymbol{B_x = \frac{D_{max} X}{D_{objetivo}}}$$

$$B_x = \frac{0.00772}{0.0042}$$

$$B_x = 1.838$$

PARA Y

NIVEL	DERIVAS EN Y CASO 1 - LIMA 1974	E-030 ≤ 0.007	HAZUS ≤ 0.0042
14	0.00586	PASA	NO PASA
13	0.00611	PASA	NO PASA
12	0.00635	PASA	NO PASA
11	0.00656	PASA	NO PASA
10	0.00665	PASA	NO PASA
9	**0.00671**	PASA	NO PASA
8	0.00666	PASA	NO PASA
7	0.00647	PASA	NO PASA
6	0.00611	PASA	NO PASA
5	0.00556	PASA	NO PASA
4	0.00501	PASA	NO PASA
3	0.00425	PASA	NO PASA
2	0.00334	PASA	PASA
1	0.00203	PASA	PASA

Tabla N° 77 Derivas en Y del Caso 1 – Lima 1974
Fuente: Propia

Para el análisis se tiene la máxima deriva dada por el sismo de diseño de LIMA 1974 – CASO 1, el cual en el eje Y tiene una deriva máxima de 6.71 ‰ en el diafragma 9.

$$\boldsymbol{B_y = \frac{D_{max} Y}{D_{objetivo}}}$$

$$B_y = \frac{0.00671}{0.0042}$$

$$B_y = 1.598$$

4.5.2. Amortiguamiento efectivo (β_{eff})

$$B_{xy} = \frac{2.31 - 0.41ln\,(B_o)}{2.31 - 0.41ln\,(\beta_{effxy})}$$

Donde, el valor de B_o es el amortiguamiento inherente a la estructura, que está dado en un factor generalizado de 5% para estructuras de concreto armado.

Despejando de la formula brindada por el FEMA se obtiene el amortiguamiento efectivo tanto del disipador como del aporte que brinda la estructura de concreto armado.

PARA X

$$1.838 = \frac{2.31 - 0.41(5)}{2.31 - 0.41(\beta_{effx})}$$

$$\beta_{effx} = 31.33\ \%$$

PARA Y

$$1.598 = \frac{2.31 - 0.41(5)}{2.31 - 0.41(\beta_{effy})}$$

$$\beta_{effy} = 22.55\ \%$$

4.5.3. Amortiguamiento Viscoso (β_H)

Ahora descontando el amortiguamiento inherente a la estructura se tiene un amortiguamiento viscoso de:

PARA X

$$\beta_{Hx} = 31.33\ \% - 5\%$$

$$\beta_{Hx} = 26.33\ \%$$

PARA Y

$$\beta_{Hy} = 22.55\ \% - 5\%$$

$$\beta_{Hy} = 17.55\ \% \approx 20\%$$

Se tendrá en cuenta una de las recomendaciones de la empresa fabricante líder de disipadores, el cual recomienda que los disipadores sean diseñados con un amortiguamiento viscoso final entre el 20 al 40%.

Para la estructura en análisis, el amortiguamiento viscoso en el eje X está dentro del intervalo recomendado, pero para el eje Y sale menor al 20%, por lo tanto, se tomará el mínimo de 20% para el cálculo del disipador en mencionado eje.

4.5.4. Rigidez del brazo metálico (K)

Se da inicio al cálculo de la rigidez del brazo metálico que estará anclado al pórtico de distintos paños de la estructura en análisis, para la presente tesis se optó por un perfil metálico Round HSS 20.00 x 0.375, las cuales cuentan con las siguientes características:

Dimensiones ROUND HSS 20.00 x 0.375				
D ext.(in)	D int. (in)	Espesor (in)	Área (in^2)	Inercia (in^4)
20.00	19.65	0.349	21.5	1040

Tabla N° 78 Rigidez del Brazo Metálico
Fuente: AISC Steel Construcción

Se procede a calcular la rigidez del brazo metálico con la presente formula:

$$K = \frac{EA}{L}$$

Dónde:

E = Modulo de elasticidad del acero

29000 ksi = 20.4 x 10^6 Tn/m^2

A = Área de la sección transversal del

perfil 21.5 in^2 = 138.71 x 10^{-4} m^2

L = Longitud del brazo metálico

La longitud del brazo metálico se considera en su totalidad incluyendo el disipador, para la presente tesis se tendrá la disposición Chevron brace mejorado, la cual consta de dos brazos por pórtico.

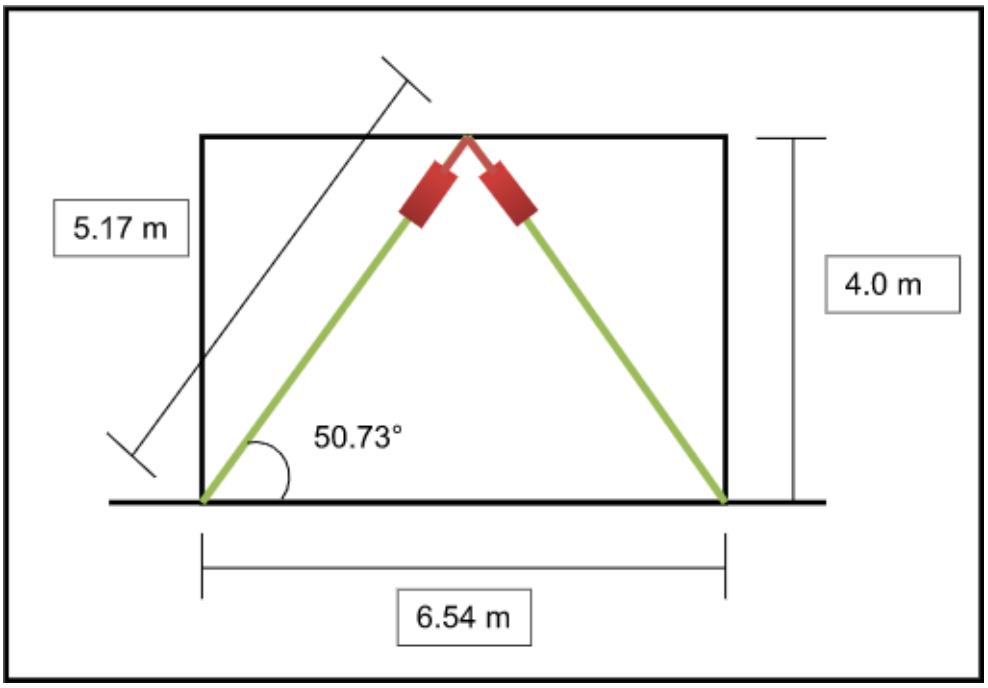


Figura 61 Longitud del Brazo Metálico en el Eje X
Fuente: Propia

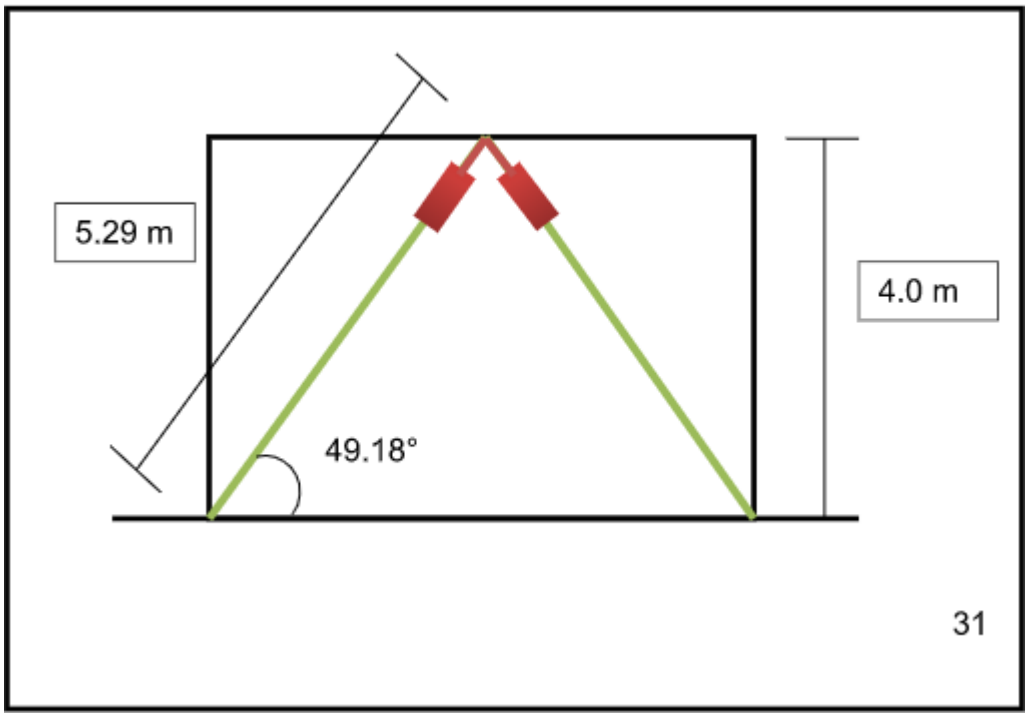


Figura 62 Longitud del Brazo Metálico en el Eje Y
Fuente: Propia

Por lo tanto, para el eje X se tiene:

$$K_x = \frac{(20.4x10^6)(138.71x10^{-4})}{5.17}$$

$$K_x = 54732.77\ Tn/m$$

Y para el eje Y

$$K_y = \frac{(20.4x10^6)(138.71x10^{-4})}{5.29}$$

$$K_y = 53491.19\ Tn/m$$

4.5.5. Exponente de velocidad (α)

Teniendo en cuenta que la estructura contara con disipadores viscosos no lineales, le corresponde un valor α=0.5 el cual se emplea para edificaciones en la cual se minimizara los pulsos de altas velocidades.

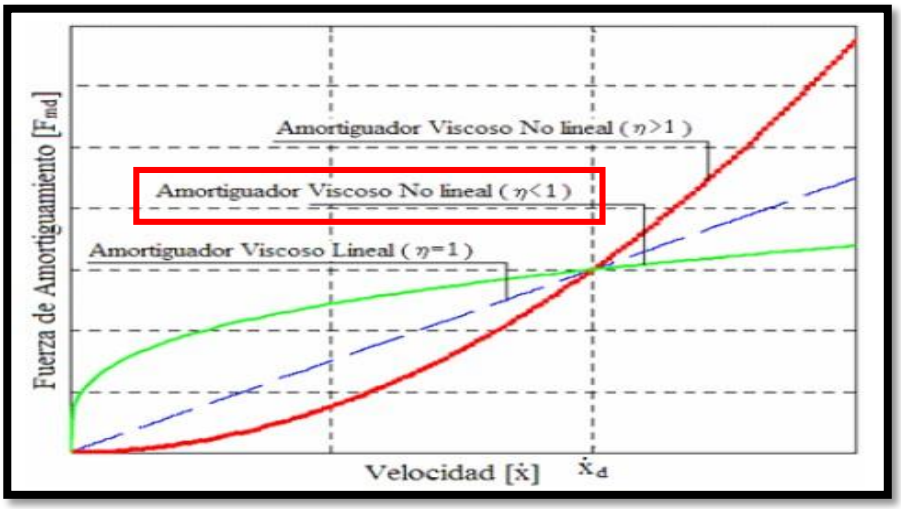


Figura 63 Exponente de Velocidad para Disipadores Viscosos en Diseño
Fuente: Internet

4.5.6. Coeficiente de amortiguamiento no lineal (C)

Teniendo ya definido el valor de α=0.5 para disipadores de fluido viscoso, se procede al cálculo del coeficiente de amortiguamiento, el cual es uno de los tres valores indispensable para poder ingresarlo al software.

$$\sum C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum_i m_i \emptyset_i^2)}{\lambda(\sum \emptyset_{rj}^{1+\alpha} \cdot Cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

Dónde:

β_H :Amortiguamiento viscoso de la estructura

C_j : Coeficiente de amortiguamiento del

disipador j m_i :Masa del nivel i

θ_j : Ángulo de inclinación del disipador j

$\emptyset_i$: Desplazamiento modal en el nivel i (correspondiente al primer modo de vibración)

$\emptyset_{rj}$: Desplazamiento modal relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal (correspondiente al primer modo de vibración)

A: Amplitud del desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal relativo desde el techo hasta la base)

ω: Frecuencia angular

λ: Parámetro lambda

Se procede a ordenar y extraer los valores que formaran parte de la ecuación de cálculo del coeficiente de amortiguamiento:

4.5.6.1. Coeficiente de amortiguamiento no lineal para el eje de análisis "X"

- **Amplitud de desplazamiento relativo del modo 1**

El cálculo de la amplitud de desplazamiento será determinado con la siguiente formula:

$$A = \frac{10.\, g.\, \Gamma.\, .T_1}{4.\, .\, \pi^{\,2}}$$

Dónde:

$A =$ Amplitud de desplazamiento

$g =$ Aceleración de la gravedad

$\Gamma =$ Factor de participación del modo fundamental de vibración

$S_a =$ Aceleración espectral del sismo de

diseño $T_1 =$ Periodo del modo predominante

de análisis $B_{mD} =$ Coeficiente de

amortiguamiento

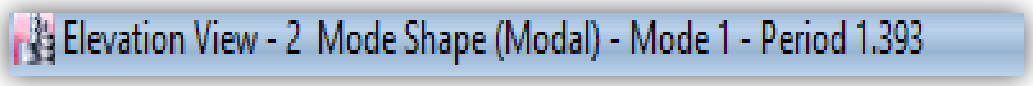
Recordar que para el eje de reforzamiento X se está tomando el sismo de Lima 1974 – Caso 1.

$$A = \frac{10(981)(1.9502\ )(0.16875\ )(1.393)}{4(1.2)^{\ 2}}$$

$$A = \ 94.93\ mm$$

- **Frecuencia angular**

La estructura cuenta con un periodo natural de vibración en la dirección X de 1.393 Seg, con lo cual se procede al cálculo de la frecuencia angular:



$$\boldsymbol{\omega = \frac{2\pi}{T}}$$

$$\boldsymbol{\omega = \frac{2\pi}{1.393}}$$

$$\boldsymbol{\omega = 4.51\ rad/s}$$

- **Peso sísmico por piso**

NIVEL	Masas	Peso sísmico
	Tnf.s2/m	Tn
Story14	42.95769	421.2710
Story13	55.99692	549.1422
Story12	55.99692	549.1422
Story11	55.99692	549.1422
Story10	56.74824	556.5101
Story9	57.68018	565.6493
Story8	57.68018	565.6493
Story7	57.68018	565.6493
Story6	57.68018	565.6493
Story5	59.39967	582.5118
Story4	61.39668	602.0958
Story3	61.39668	602.0958
Story2	56.41926	553.2839
Story1	61.59727	604.0629

Teniendo un peso sísmico total de la estructura de 7831.8552 Tn

- **Desplazamientos del modo 1 en el pórtico – disposición Chevron Brace**

Se determina los desplazamientos máximos proveniente del modo predominante a reforzar.

PISO	MODO	Φi
14	1	0.5607
13	1	0.5231
12	1	0.4833
11	1	0.4408
10	1	0.3959
9	1	0.3496
8	1	0.3019
7	1	0.2536
6	1	0.2059
5	1	0.1601
4	1	0.1178
3	1	0.0790
2	1	0.0455
1	1	0.0192

Tabla N° 80
Fuente: Propia

- **Desplazamientos en ambos extremos del pórtico que albergara el disipador más esforzado en disposición Chevron Brace.**

PISO	MODO	Nudo 8	Nudo 11	Φrj
14	1	-	0.560686	0.0376
13	1	0.523055	0.523055	0.0398
12	1	0.483258	0.483258	0.0425
11	1	0.4408	0.4408	0.0449
10	1	0.395868	0.395868	0.0463
9	1	0.349566	0.349566	0.0477
8	1	0.301889	0.301889	0.0482
7	1	0.253649	0.253649	0.0477
6	1	0.205906	0.205906	0.0458
5	1	0.160059	0.160059	0.0423
4	1	0.117781	0.117781	0.0388
3	1	0.079015	0.079015	0.0335
2	1	0.045487	0.045487	0.0263
1	1	0.019179	-	-

Tabla N° 81 Desplazamiento en Ambos Extremos con Disipador
Fuente: Propia

- **Parámetro λ**

Como se conoce se tiene un factor α=0.5 para disipadores viscosos no lineales, para lo cual la norma FEMA 274 nos brinda una tabla tabulada, en la cual para dicho factor le corresponde un lambda de 3.5.

Exponente α	Parámetro λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0

Figura 64 Parámetros Lambda para Disipador Viscoso no Lineal
Fuente: FEMA 274, 1997

- **Coeficiente de amortiguamiento del disipador en X**

PISO	MASA (Tn.Seg2/m)	COS θ	cosθ^(1+α) * Φrj^(1+α)	m * Φi^2
14	42.96	0.633	0.0037	13.505
13	56.00	0.633	0.0040	15.320
12	56.00	0.633	0.0044	13.077
11	56.00	0.633	0.0048	10.880
10	56.75	0.633	0.0050	8.893
9	57.68	0.633	0.0052	7.048
8	57.68	0.633	0.0053	5.257
7	57.68	0.633	0.0053	3.711
6	57.68	0.633	0.0049	2.445
5	59.40	0.633	0.0044	1.522
4	61.40	0.633	0.0038	0.852
3	61.40	0.633	0.0031	0.383
2	56.42	0.633	0.0021	0.117
1	61.60	0.633	0.0000	0.023
			0.056131301	**83.03334**

Tabla N° 82
Fuente: Propia

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \times 2\pi A^{1-\alpha}\,\omega^{2-\propto}\,(\Sigma_i m_i \emptyset_i{}^2)}{\lambda(\Sigma \emptyset_j{}^{1+\alpha}\cos^{1+\alpha}\theta\,)_j}$$

$$\Sigma C_j = \frac{0.2633 \times 2\pi \times 0.09493^{1-0.5} \times 4.5105^{2-0.5}\,(83.033)}{3\,.\,5(0.056131301)}$$

$$\Sigma C_j = 2063.74\ \mathrm{Tn.\,s/m}$$

Empleando 4 disipadores por nivel se tiene en la dirección X

$$C_j = \frac{\sum C_j}{N_{disipadores}}$$

$$C_j = \frac{2063.74}{4} = 515.935\ Tn.\,s/m$$

4.5.6.2. Coeficiente de amortiguamiento no lineal para el eje de análisis "Y"

- **Amplitud de desplazamiento relativo del modo 1**

El cálculo de la amplitud de desplazamiento será determinado con la siguiente formula:

$$A = \frac{10.\,g.\,\Gamma..\,T_1}{4.\,.\,\pi^{\,2}}$$

Dónde:

A = Amplitud de desplazamiento

g = Aceleración de la gravedad

Γ = Factor de participación del modo fundamental de vibración

S_a = Aceleración espectral del sismo de diseño

T_1 = Periodo del modo predominante de análisis

B_{mD} = Coeficiente de amortiguamiento

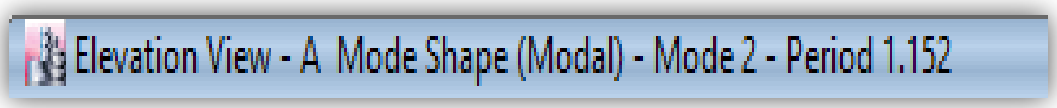
Recordar que para el eje de reforzamiento Y se está tomando el sismo de Lima 1974 – Caso 1.

$$A = \frac{10(981)(1.9502)(0.16875)(1.152)}{4(1.2)^{2}}$$

$$A = 64.92\ mm$$

- **Frecuencia angular**

La estructura cuenta con un periodo natural de vibración en la dirección X de 1.152 Seg, con lo cual se procede al cálculo de la frecuencia angular:



$$\boldsymbol{\omega = \frac{2\pi}{T}}$$

$$\boldsymbol{\omega = \frac{2\pi}{1.152}}$$

$$\boldsymbol{\omega = 5.45\ rad/s}$$

- **Peso sísmico por piso**

NIVEL	Masas	Peso sísmico
	Tnf.s2/m	Tn
Story14	42.95769	421.2710
Story13	55.99692	549.1422
Story12	55.99692	549.1422
Story11	55.99692	549.1422
Story10	56.74824	556.5101
Story9	57.68018	565.6493
Story8	57.68018	565.6493
Story7	57.68018	565.6493
Story6	57.68018	565.6493
Story5	59.39967	582.5118
Story4	61.39668	602.0958
Story3	61.39668	602.0958
Story2	56.41926	553.2839
Story1	61.59727	604.0629

Tabla N° 83
Fuente: Propia

Teniendo un peso sísmico total de la estructura de 7831.8552 Tn.

- **Desplazamientos del modo 2 en el pórtico – disposición Diagonal simple**

Se determina los desplazamientos máximos proveniente del modo predominante a reforzar.

PISO	MODO	Φi
14	1	0.3925
13	1	0.3629
12	1	0.3320
11	1	0.2997
10	1	0.2661
9	1	0.2320
8	1	0.1976
7	1	0.1635
6	1	0.1306
5	1	0.0998
4	1	0.0728
3	1	0.0505
2	1	0.0302
1	1	0.0134

Tabla N° 84
Fuente: Propia

- **Desplazamientos en ambos extremos del pórtico que albergara el disipador más esforzado en disposición Diagonal Simple.**

PISO	MODO	Nudo 9	Nudo 54	Φrj
14	1	-	0.392468	0.0295
13	1	0.36294	0.36294	0.0309
12	1	0.332011	0.332011	0.0323
11	1	0.299665	0.299665	0.0336
10	1	0.26608	0.26608	0.0341
9	1	0.232009	0.232009	0.0344
8	1	0.197585	0.197585	0.0341
7	1	0.163502	0.163502	0.0329
6	1	0.130591	0.130591	0.0308
5	1	0.099835	0.099835	0.0271
4	1	0.072766	0.072766	0.0223
3	1	0.050484	0.050484	0.0203
2	1	0.030188	0.030188	0.0168
1	1	0.013397	-	-

Tabla N° 85
Fuente:Propia

- **Parámetro λ**

Como se conoce se tiene un factor α=0.5 para disipadores viscosos no lineales, para lo cual la norma FEMA 274 nos brinda una tabla tabulada, en la cual para dicho factor le corresponde un lambda de 3.5.

Exponente α	Parámetro λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0

Figura 65 Parámetros Lambda para Disipador Viscoso no Lineal
Fuente: Propia

- **Coeficiente de amortiguamiento del disipador en Y**

PISO	MASA (Tn.Seg2/m)	COS θ	cosθ^(1+α) * Φrj^(1+α)	m * Φi^2
14	42.96	0.654	0.0027	6.617
13	56.00	0.654	0.0029	7.376
12	56.00	0.654	0.0031	6.173
11	56.00	0.654	0.0033	5.028
10	56.75	0.654	0.0033	4.018
9	57.68	0.654	0.0034	3.105
8	57.68	0.654	0.0033	2.252
7	57.68	0.654	0.0032	1.542
6	57.68	0.654	0.0029	0.984
5	59.40	0.654	0.0024	0.592
4	61.40	0.654	0.0018	0.325
3	61.40	0.654	0.0015	0.156
2	56.42	0.654	0.0011	0.051
1	61.60	0.654	0.0000	0.011
			0.034704544	**38.23018**

Tabla N° 86
Fuente: Propia

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \times 2\pi A^{1-\alpha}\, \omega^{2-\propto} (\Sigma_i m_i \emptyset_i{}^2)}{\lambda\ \Sigma \emptyset_{rj}{}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \upsilon)\ \ {}_j}$$

$$\Sigma C_j = \frac{0.20 \times 2\pi \times 0.06492^{1-0.5} \times 5.4542^{2-0.5}\,(38.23)}{3\,.\,5(0.034704544)}$$

$$\Sigma C_j = 1283.64\ \mathrm{Tn.\ s/m}$$

Empleando 4 disipadores por nivel se tiene en la dirección Y

$$C_j = \frac{\sum C_j}{N_{disipadores}}$$

$$C_j = \frac{1283.64}{4} = 320.909\ Tn.s/m$$

Finalmente, los resultados de los coeficientes de amortiguamiento en las dos direcciones de análisis se redondean quedando los valores a ingresar al software de la siguiente manera:

En “X”

- K = 54733 Tn/m
- C_j = 516 Tn.s/m
- α = 0.5

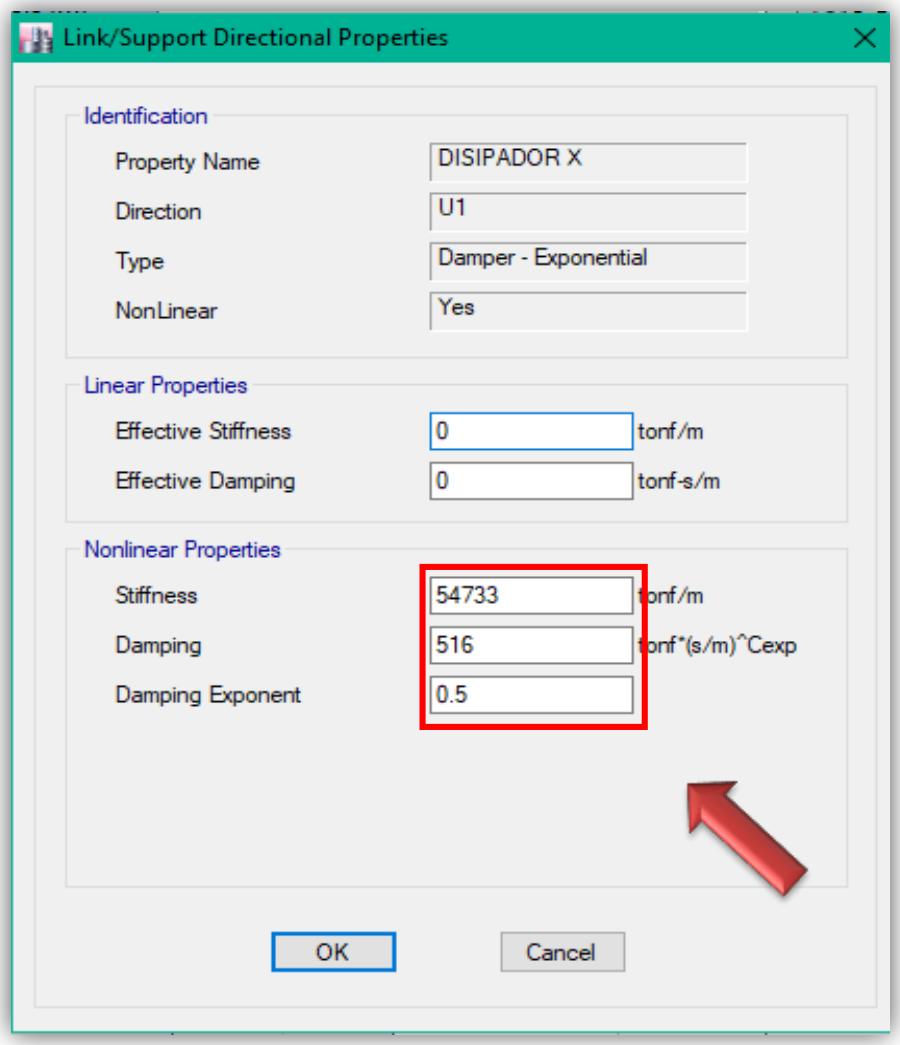


Figura 66 Análisis de los Coeficientes de Amortiguamiento en X
Fuente: Software

En "Y"

- K = 53492 Tn/m
- C_j = 321 Tn.s/m
- α = 0.5

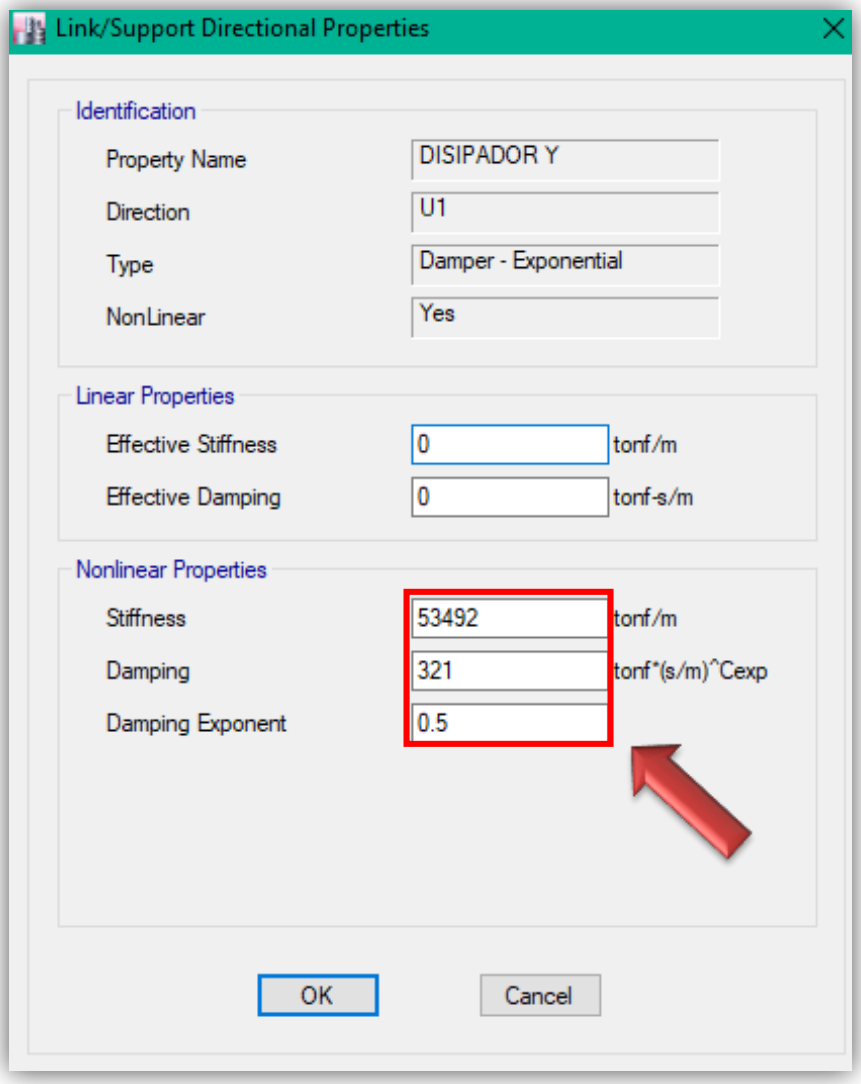


Figura 67 Análisis de los Coeficientes de Amortiguamiento en Y
Fuente: Software

4.6. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO NO LINEAL TIEMPO – HISTORIA CON OPTIMIZACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS

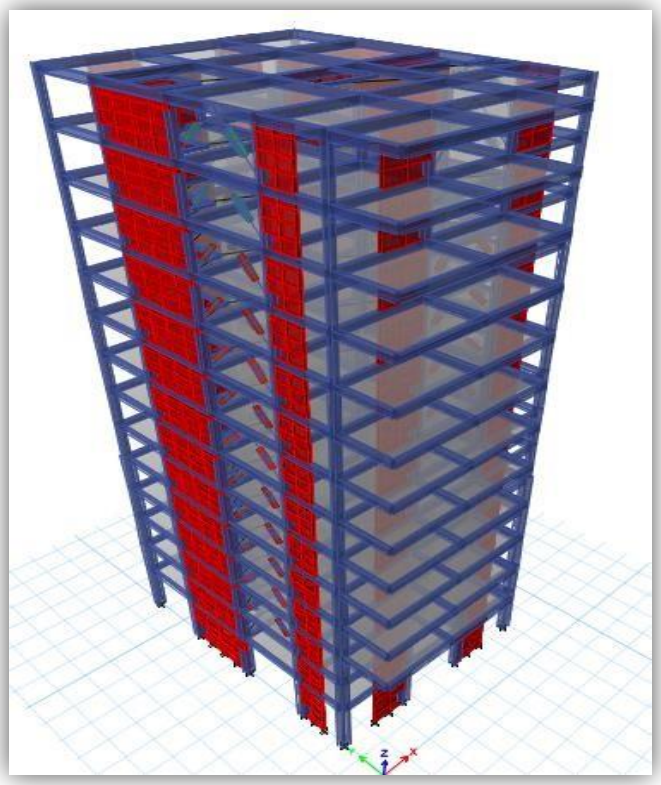


Figura 68 Análisis Sísmico Dinámico No Lineal
Fuente: Propia – Software

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D.Relativo(m)	A.entrepiso(m)	Derivas Inelásticas	Control HAZUS ≤ 0.0042
14	D14	CASO 1- LIMA 1974Max	0.195462	0.013597	4	0.00340	PASA OK
13	D13	CASO 1- LIMA 1974Max	0.181865	0.014007	4	0.00350	PASA OK
12	D12	CASO 1- LIMA 1974Max	0.167858	0.015215	4	0.00380	PASA OK
11	D11	CASO 1- LIMA 1974Max	0.152643	0.015289	4	0.00382	PASA OK
10	D10	CASO 1- LIMA 1974Max	0.137354	0.016199	4	0.00405	PASA OK
9	D9	CASO 1- LIMA 1974Max	0.121155	0.016384	4	0.00410	PASA OK
8	D8	CASO 1- LIMA 1974Max	0.104771	0.016265	4	0.00407	PASA OK
7	D7	CASO 1- LIMA 1974Max	0.088506	0.016186	4	0.00405	PASA OK
6	D6	CASO 1- LIMA 1974Max	0.07232	0.015472	4	0.00387	PASA OK
5	D5	CASO 1- LIMA 1974Max	0.056848	0.014479	4	0.00362	PASA OK
4	D4	CASO 1- LIMA 1974Max	0.042369	0.013209	4	0.00330	PASA OK
3	D3	CASO 1- LIMA 1974Max	0.02916	0.012173	4	0.00304	PASA OK
2	D2	CASO 1- LIMA 1974Max	0.016987	0.00942	4	0.00236	PASA OK
1	D1	CASO 1- LIMA 1974Max	0.007567	0.007567	4.8	0.00158	PASA OK

Tabla N° 87 Análisis Sísmico Dinámico No Lineal con Disipadores en X
Fuente: Propia

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A.entrepiso(m)	Derivas Inelásticas	Control HAZUS ≤ 0.0042
14	D14	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.145329	0.010988	4	0.00275	PASA OK
13	D13	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.134341	0.011038	4	0.00276	PASA OK
12	D12	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.123303	0.011533	4	0.00288	PASA OK
11	D11	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.11177	0.01151	4	0.00288	PASA OK
10	D10	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.10026	0.011837	4	0.00296	PASA OK
9	D9	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.088423	0.012127	4	0.00303	PASA OK
8	D8	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.076296	0.012212	4	0.00305	PASA OK
7	D7	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.064084	0.011993	4	0.00300	PASA OK
6	D6	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.052091	0.011468	4	0.00287	PASA OK
5	D5	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.040623	0.010611	4	0.00265	PASA OK
4	D4	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.030012	0.009702	4	0.00243	PASA OK
3	D3	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.02031	0.008466	4	0.00212	PASA OK
2	D2	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.011844	0.006734	4	0.00168	PASA OK
1	D1	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.00511	0.00511	4.8	0.00106	PASA OK

Tabla N° 88 Análisis Sísmico Dinámico No Lineal con Disipadores en Y
Fuente: Propia

4.6.1. Control de derivas en modelo optimizado

Como se puede apreciar las derivas máximas de 7.72‰ y 6.71‰ (Edificio sin disipadores), se redujeron drásticamente al valor máximo de 4.1‰ para análisis por desempeño ante sismo severo, mediante el uso de disipadores viscosos no lineales – Taylor.

Con ello se puede asegurar que la estructura tendrá un comportamiento en conjunto, que garantizará el total resguardo de vida de la misma después de un evento sísmico severo en los suelos de Tumbes, teniendo daño leve-moderado en todos y cada uno de los elementos estructurales.

4.6.2. Comportamiento histerético

En el presente ítem se verifica el correcto comportamiento de los disipadores acoplados a la estructura en análisis, los cuales deberán mostrar una relación fuerza – desplazamiento mediante curvas elípticas posicionadas en la abscisa.

Teniendo en cuenta que los disipadores están acoplados en dos ejes paralelos extremos por dirección de análisis, y siendo la estructura totalmente regular, el análisis del comportamiento histerético se realizara en solo un eje por dirección de análisis

PARA EL EJE X

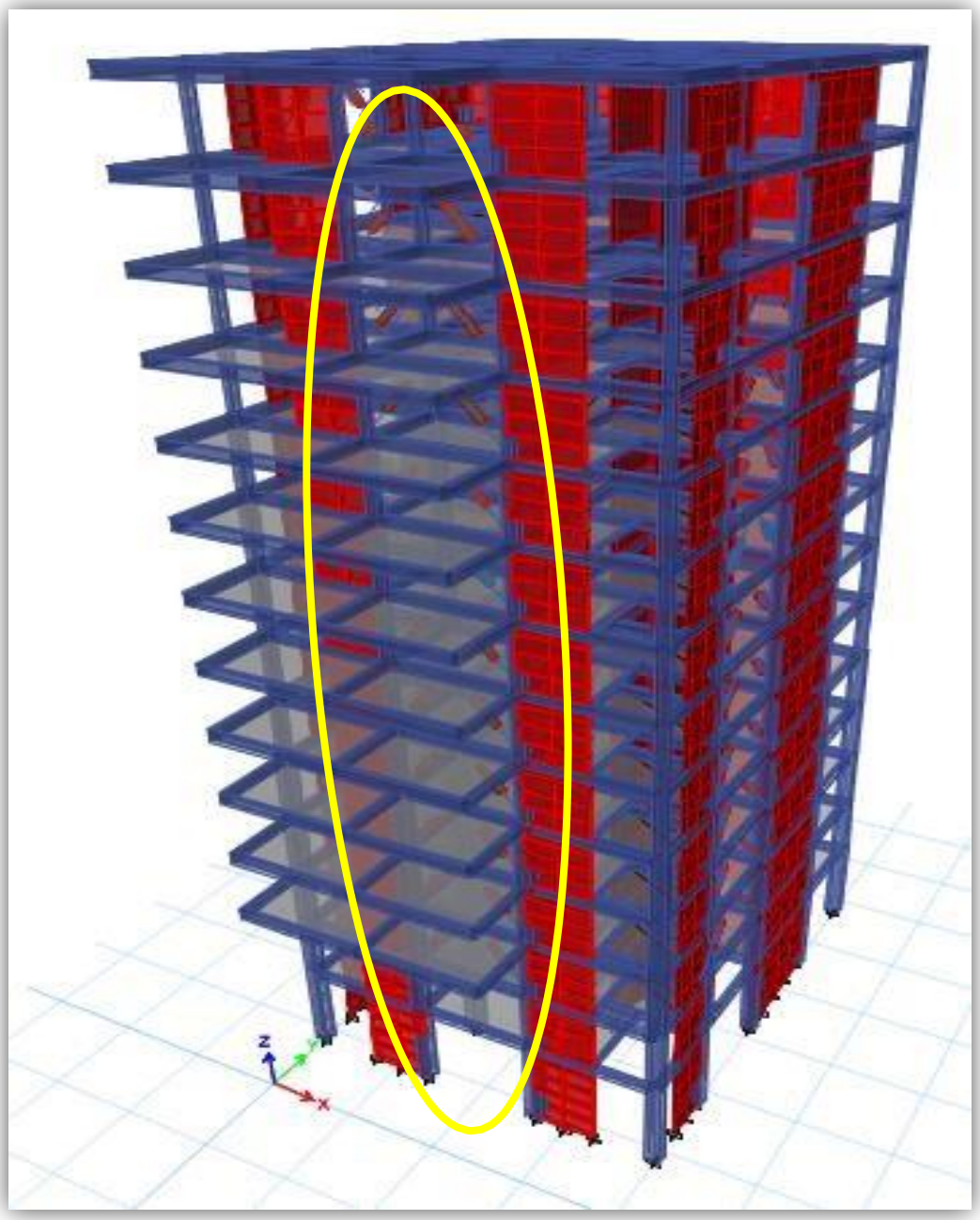
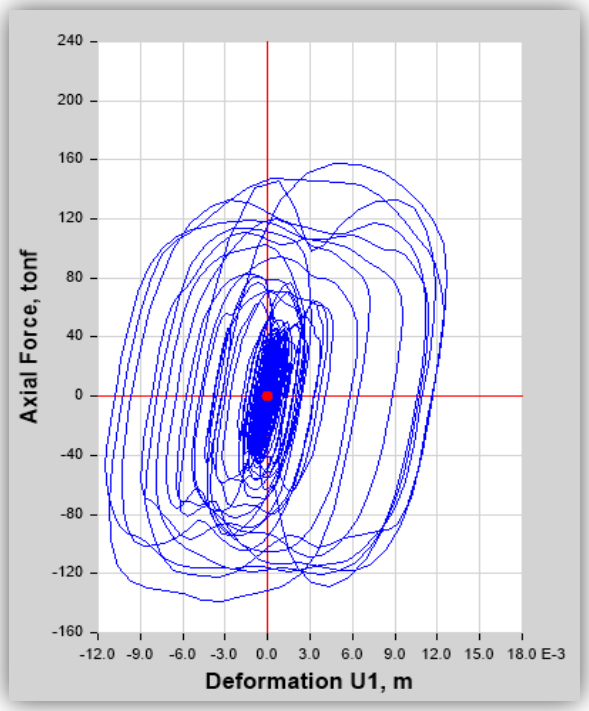
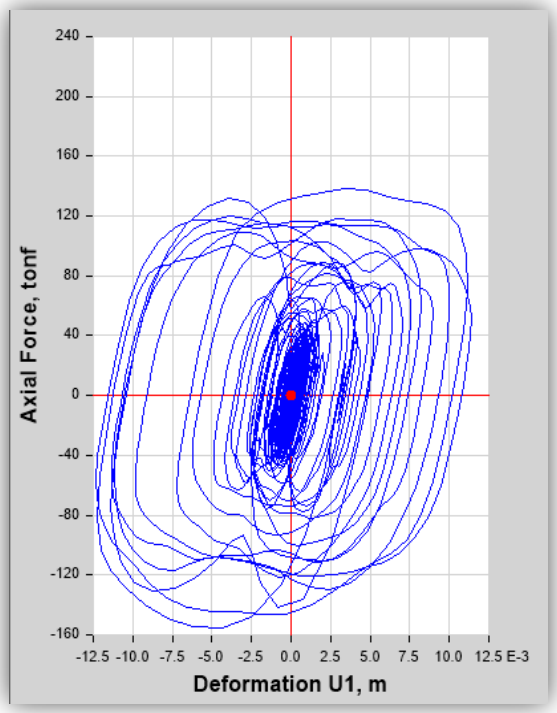


Figura 69 Disposición de Disipadores en el Edificio – Eje X
Fuente: Propia - Software

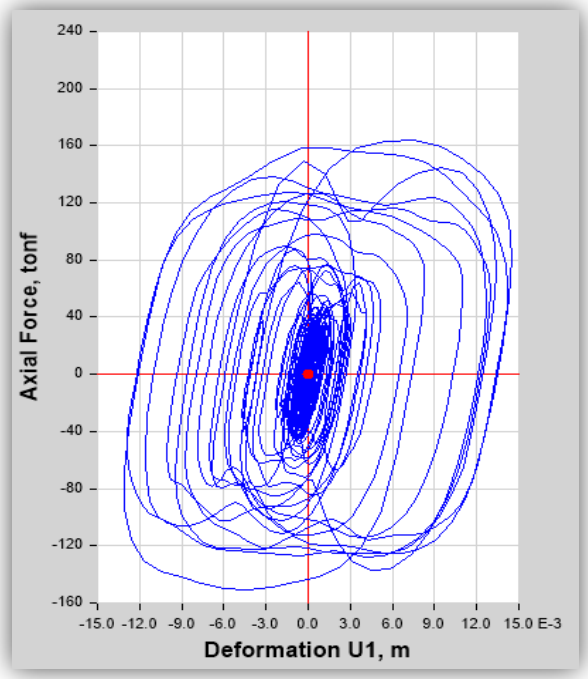
Figura 70 Gráficos Histeréticos en el Eje X
Fuente: Propia

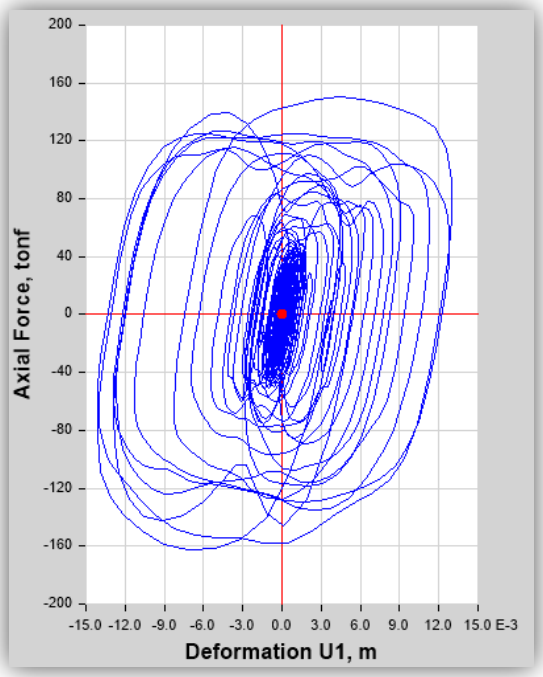
3er NIVEL K25 y K26



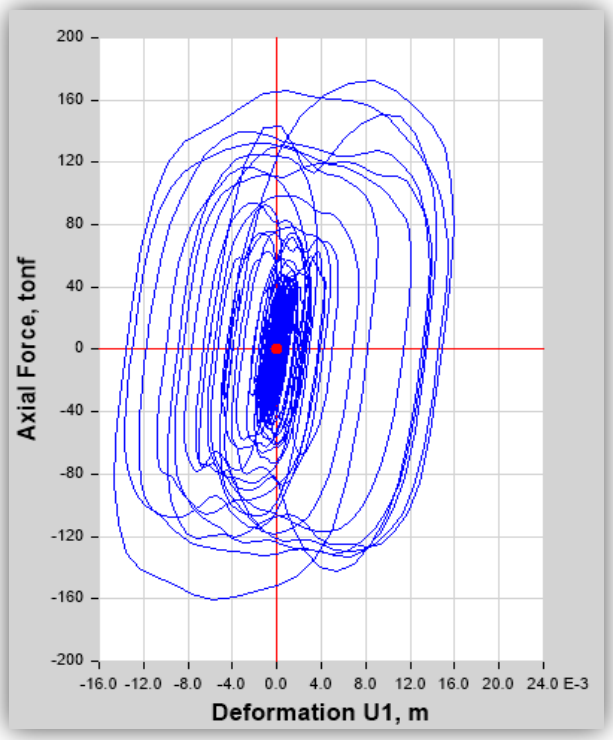


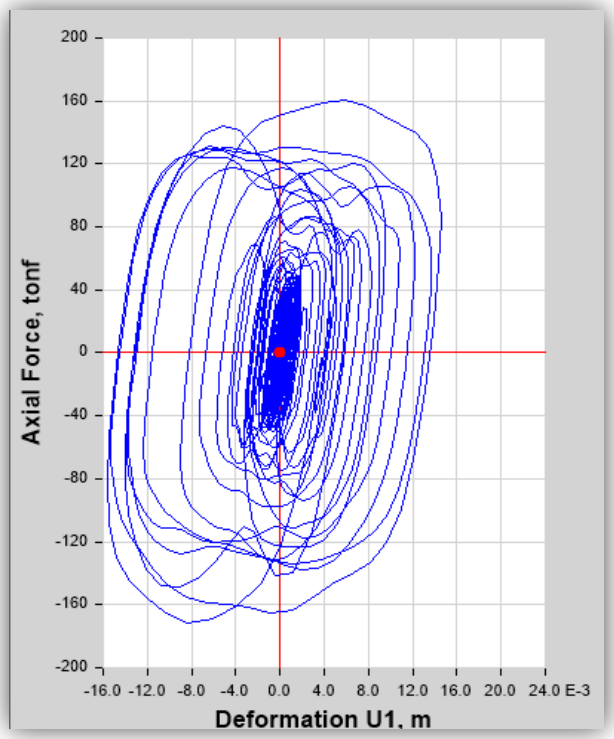
4to NIVEL K47 y K48



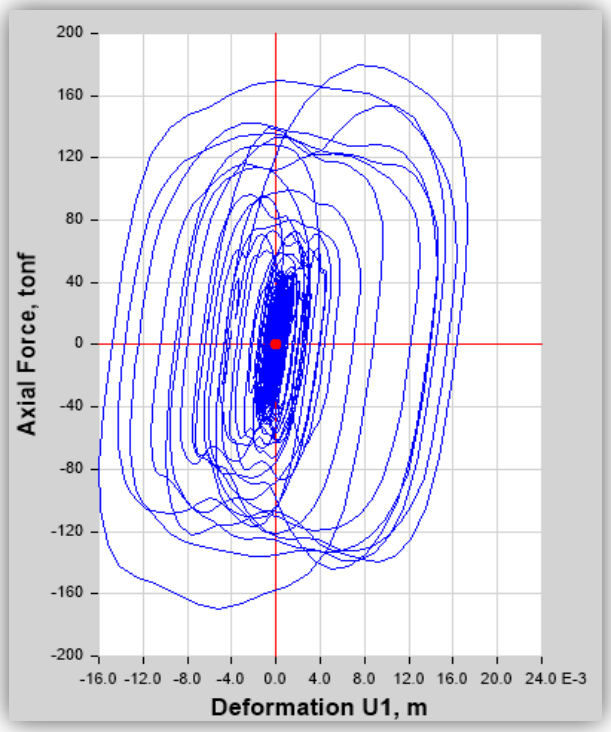


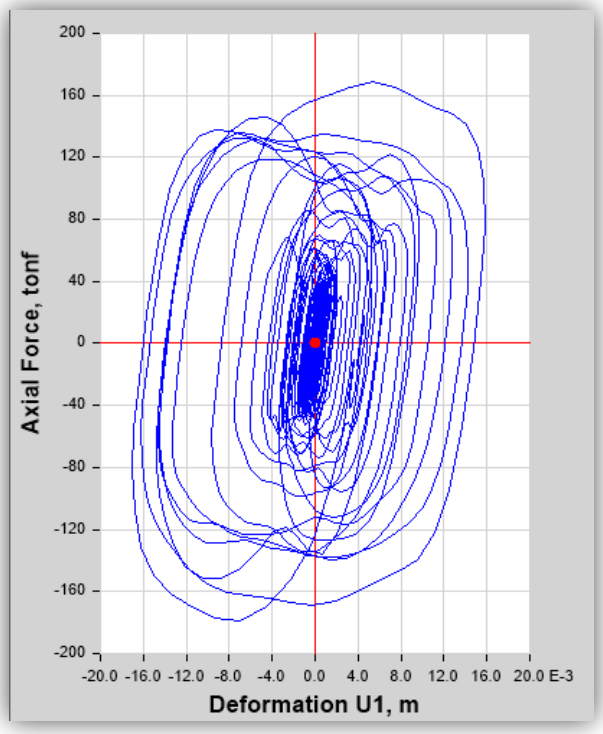
5to NIVEL K45 y K46



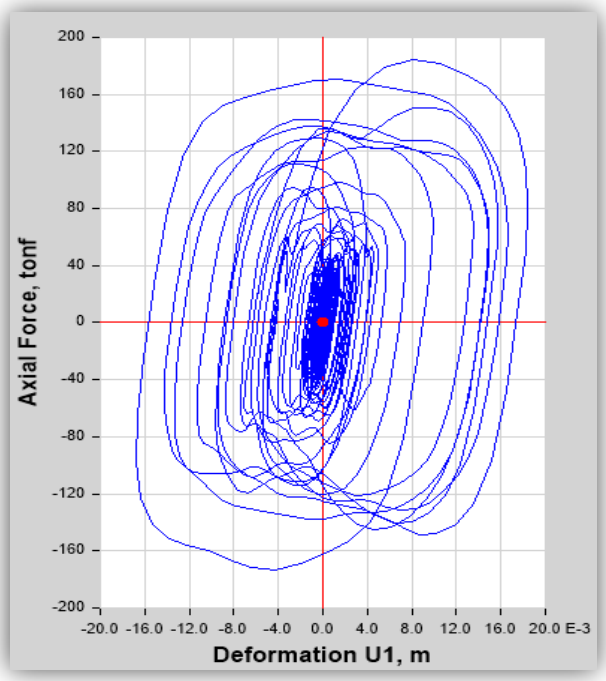


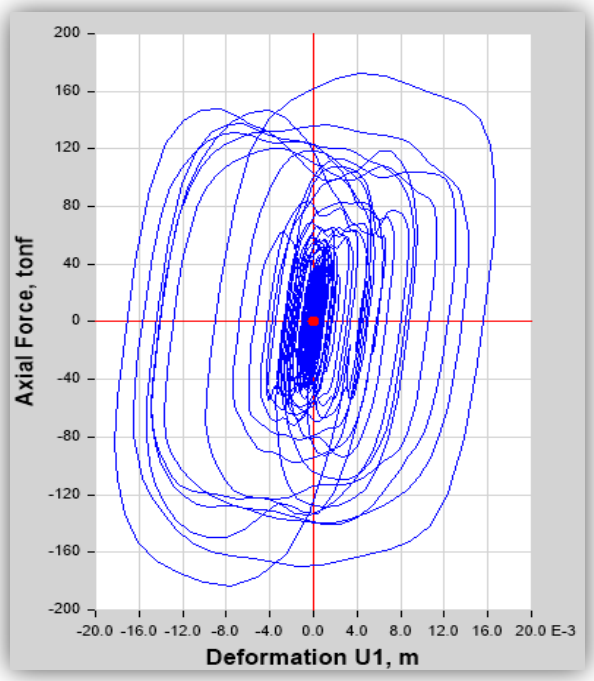
6to NIVEL K43 y K44



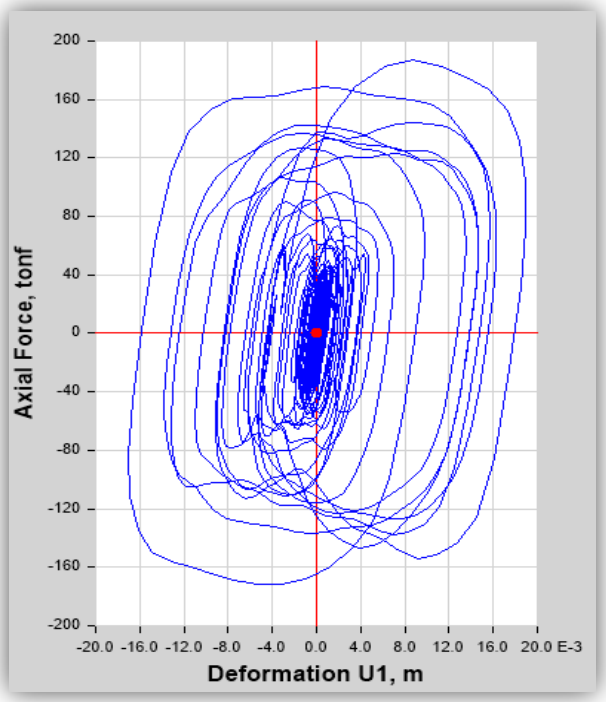


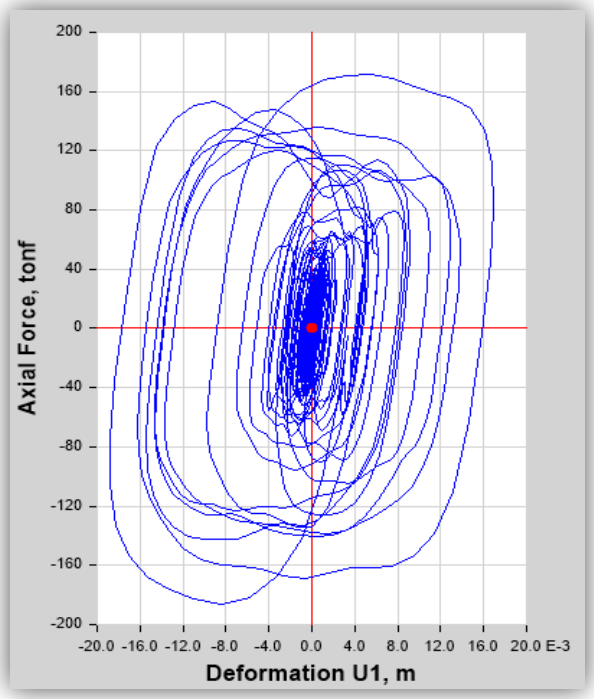
7mo NIVEL K41 y K42



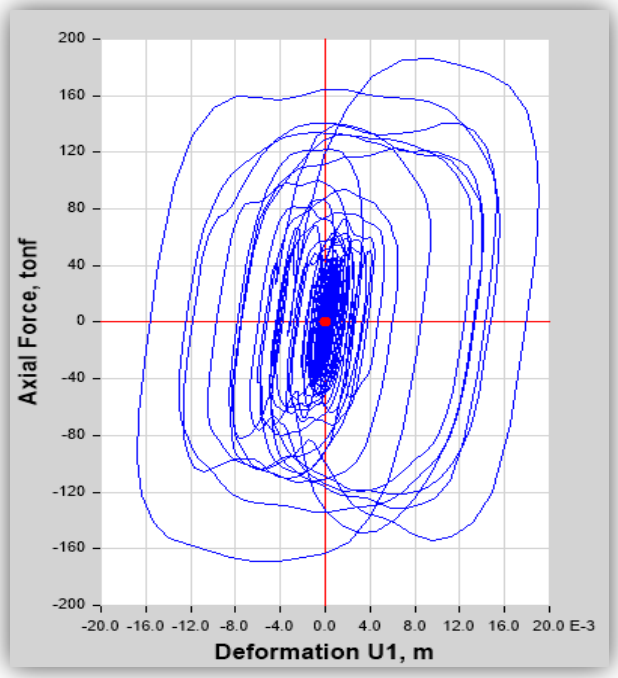


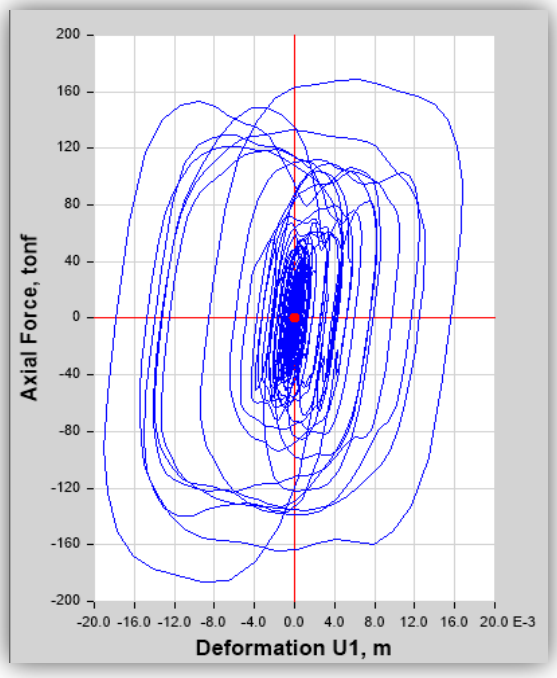
8vo NIVEL K39 y K40



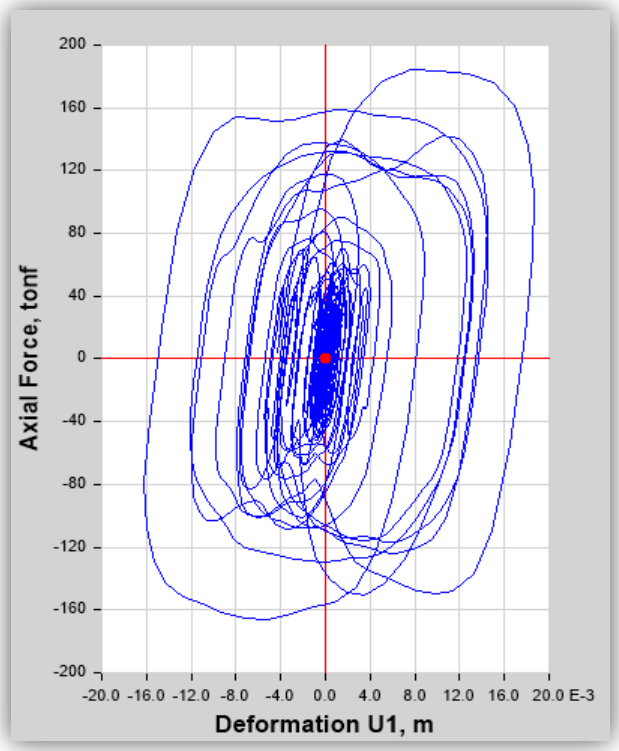


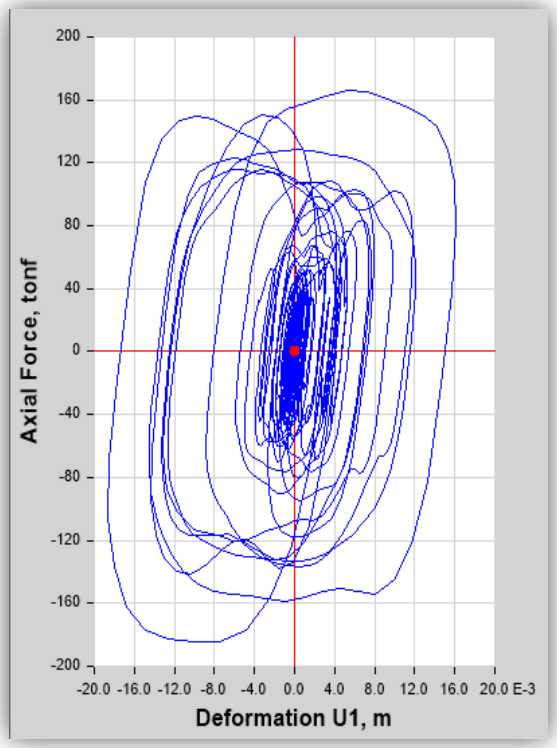
9no NIVEL K37 y K38



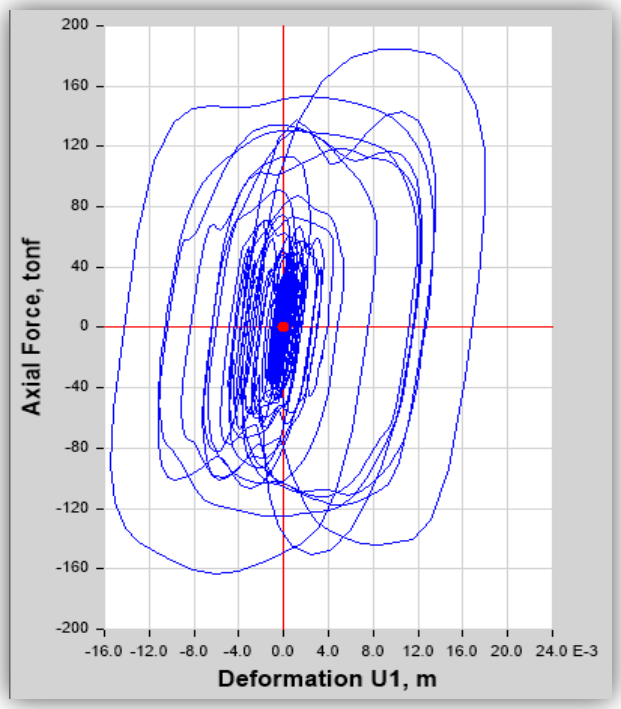


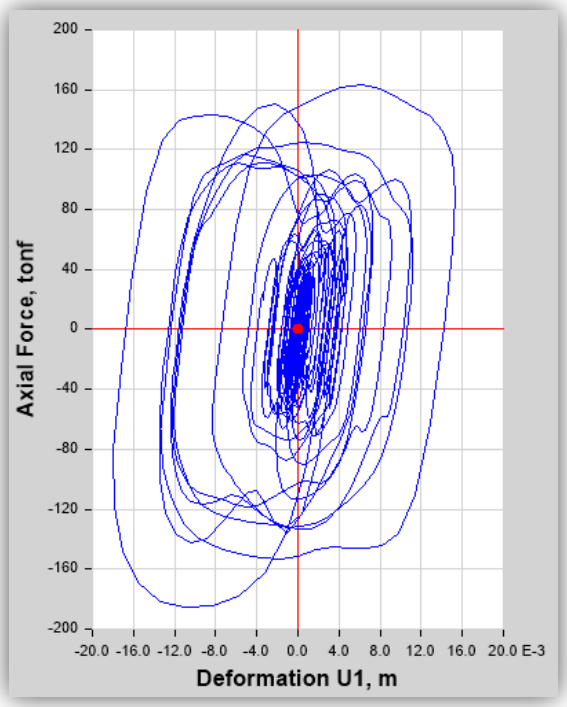
10mo NIVEL K35 y K36



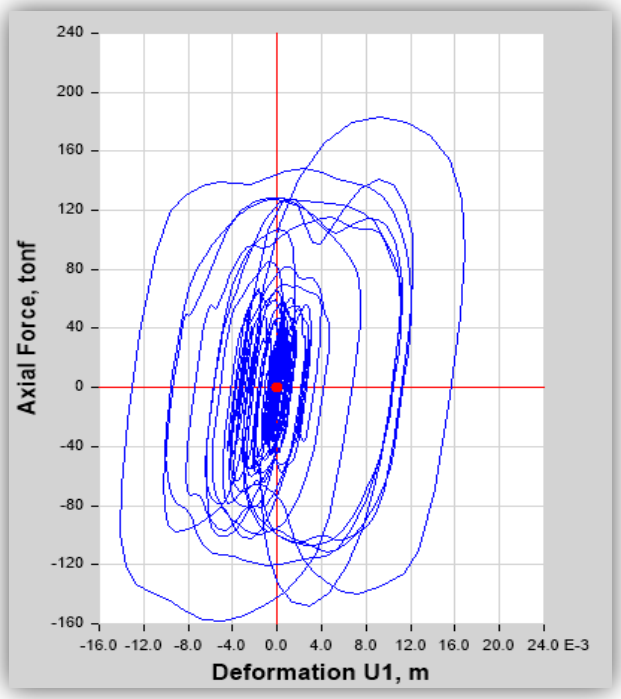


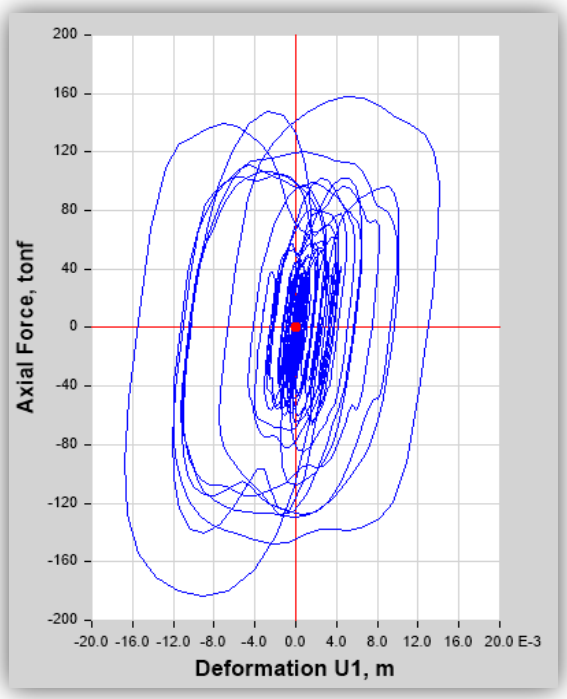
11vo NIVEL K33 y K34



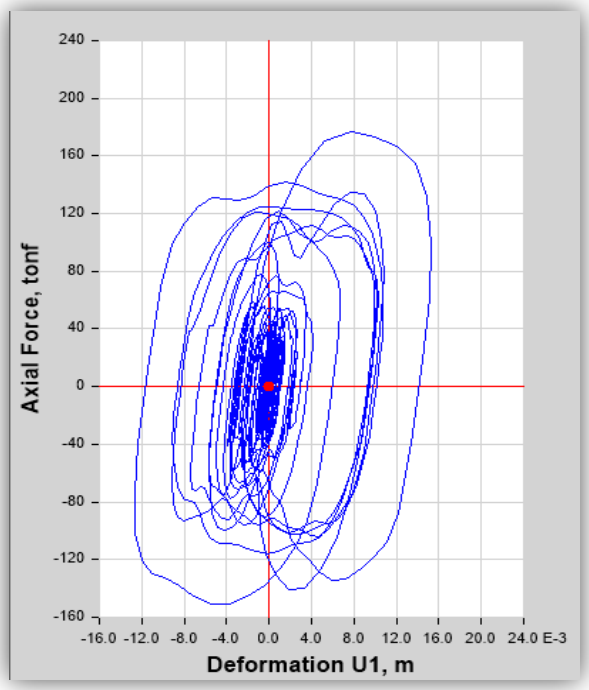


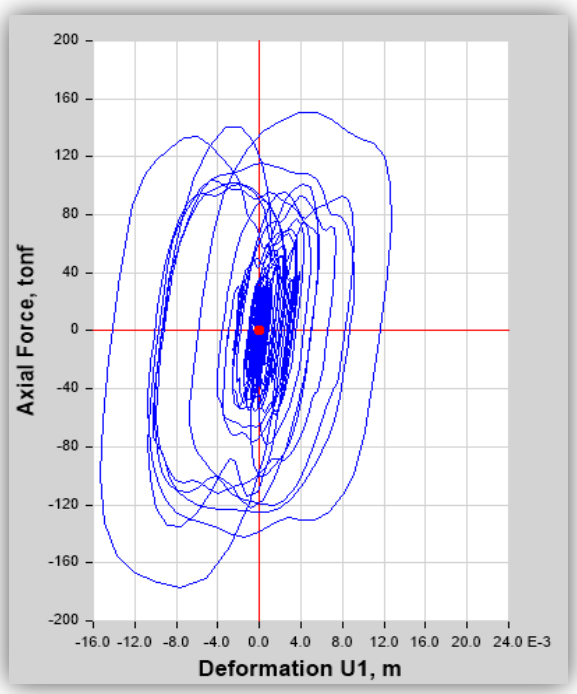
12vo NIVEL K31 y K32



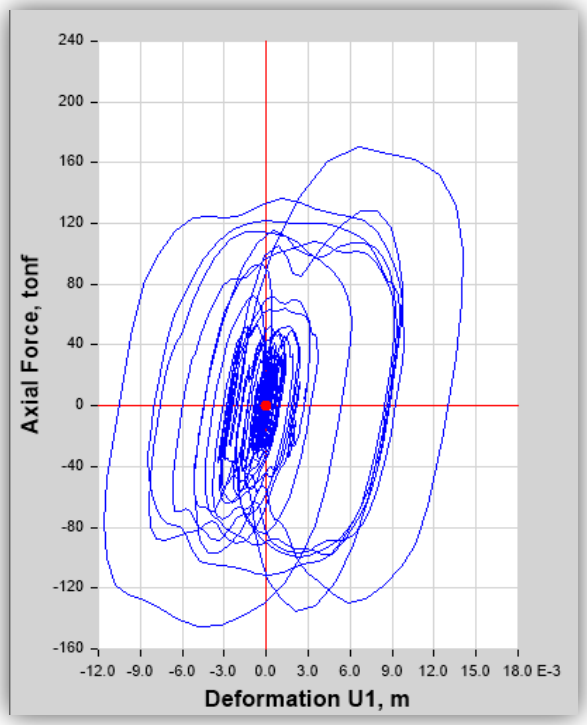


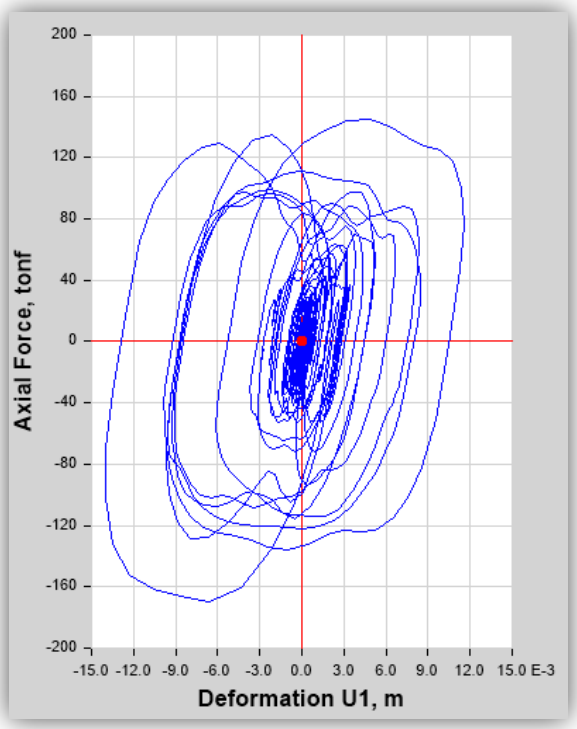
13vo NIVEL K29 y K30





14vo NIVEL K27 y K28





Para el eje X se cumple satisfactoriamente el comportamiento de todos los dispositivos, ya que muestran la curva típica de un disipador de fluido viscoso.

PARA EL EJE Y

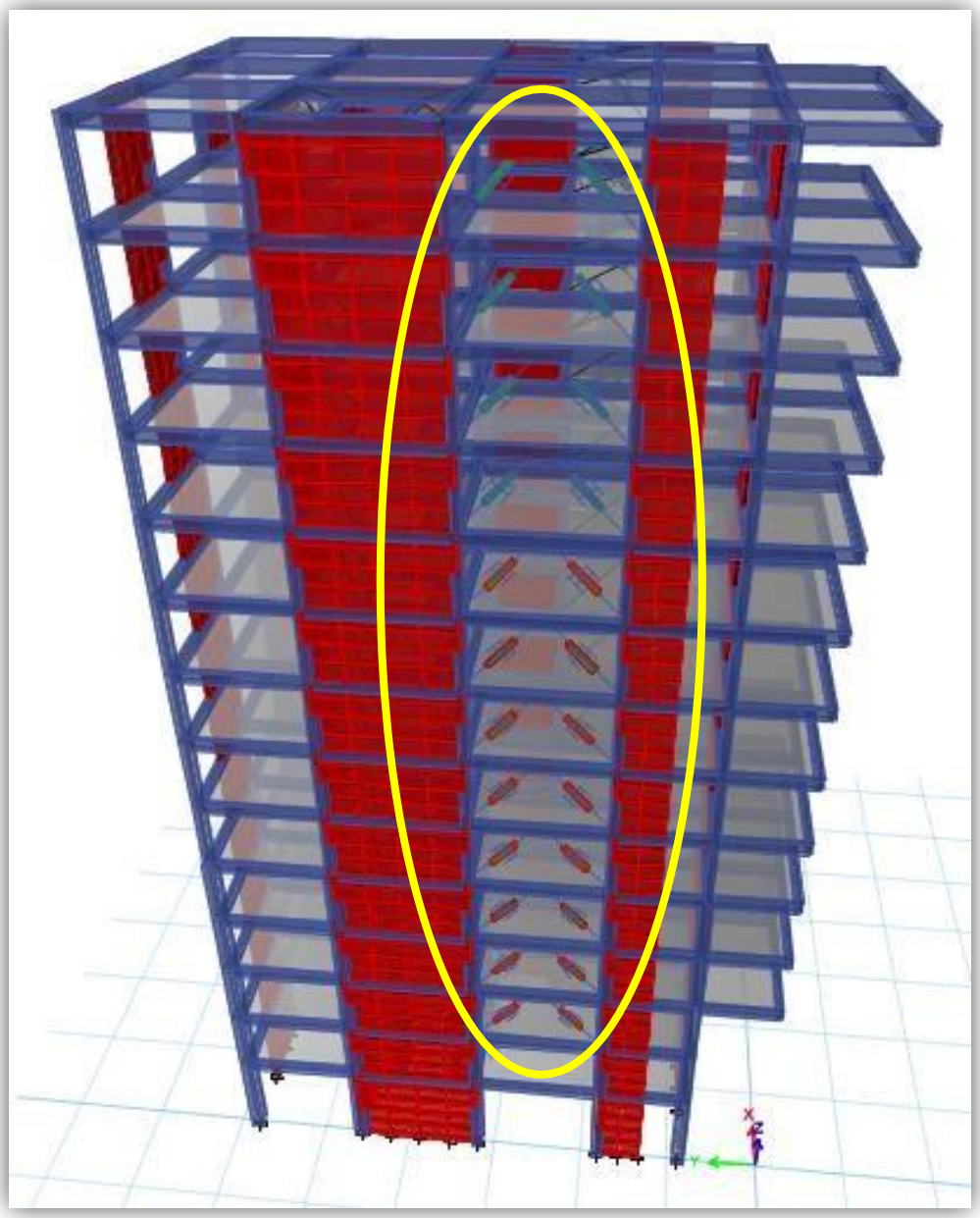
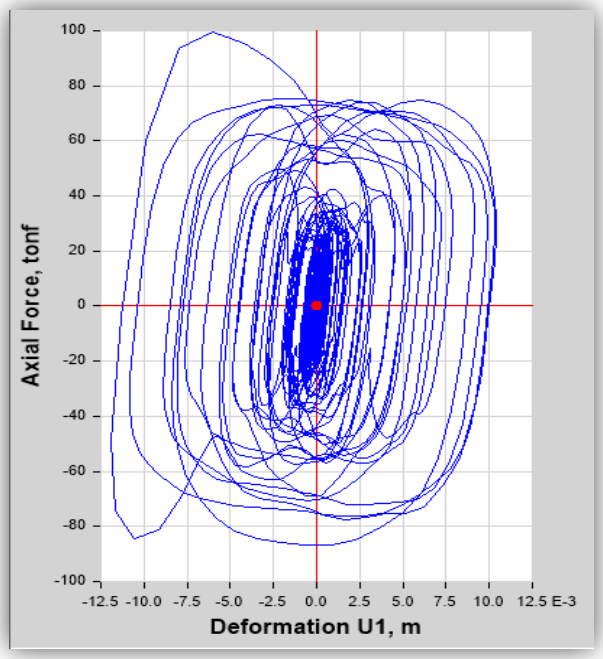
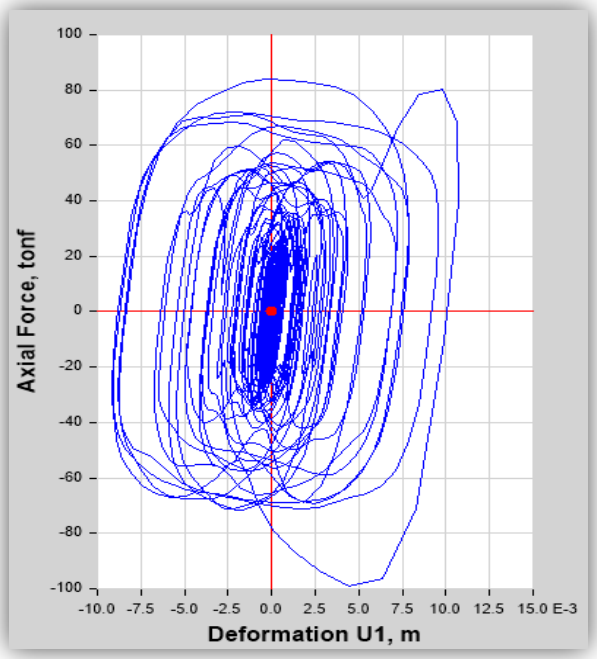


Figura 71 Disposición de Disipadores en el Edificio – Eje Y
Fuente: Propia

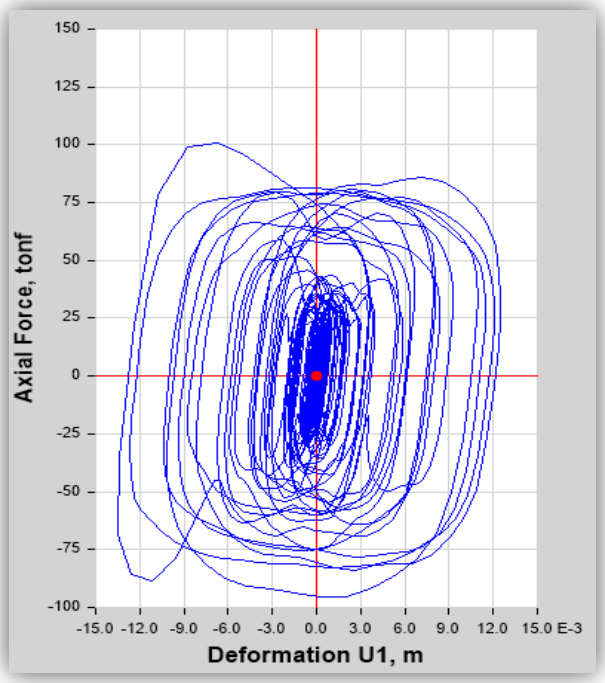
Figura 72 Gráficos Histeréticos en el Eje Y
Fuente: Propia

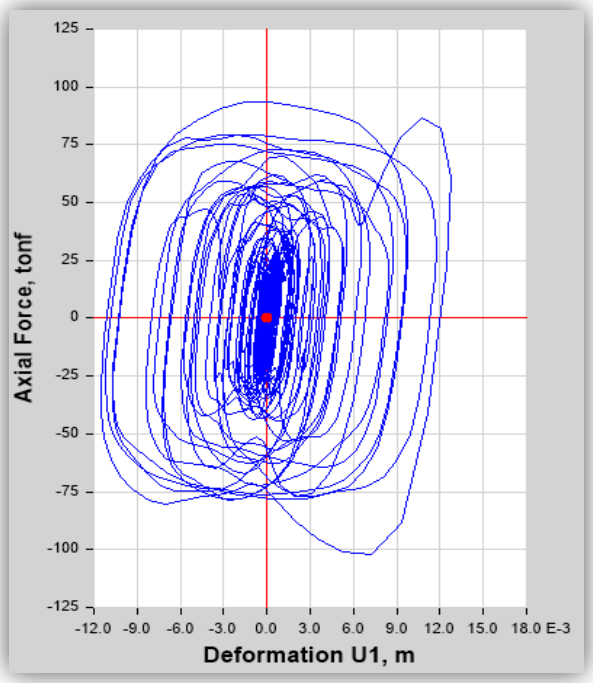
3er NIVEL K49 y K50



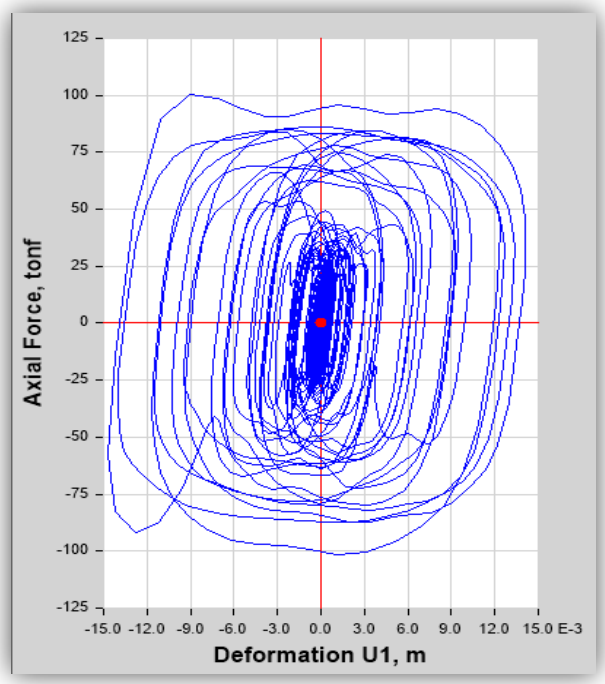


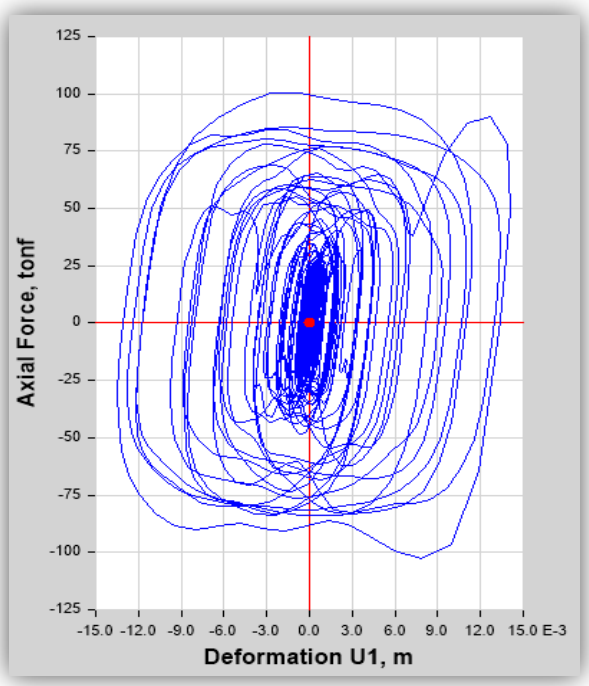
4to NIVEL K71 y K72



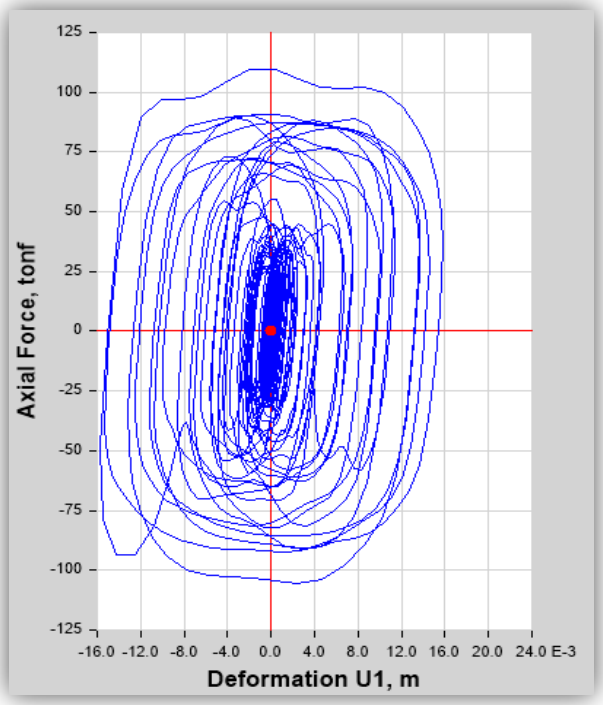


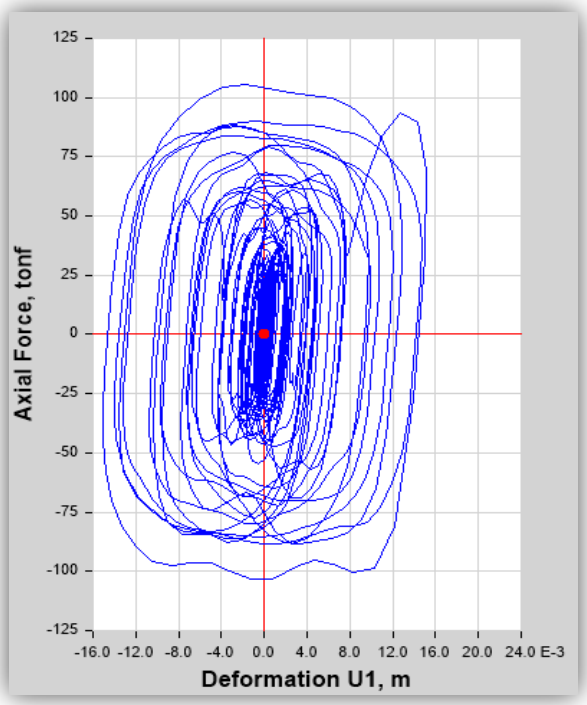
5to NIVEL K69 y K70



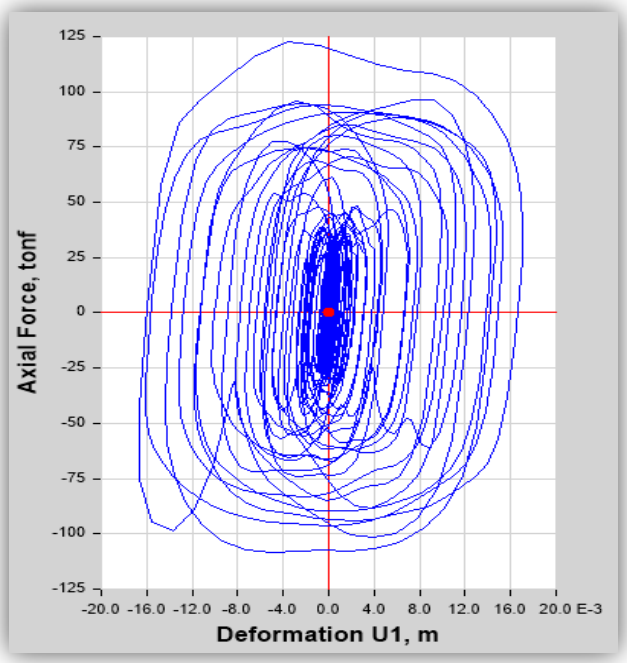


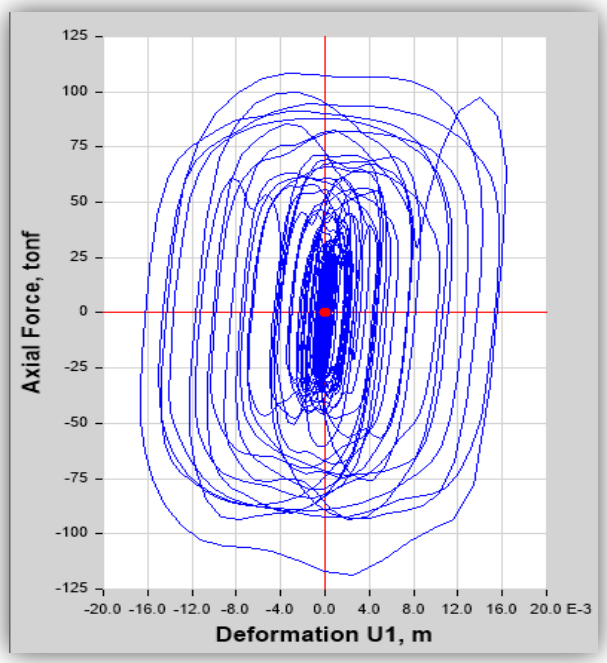
6to NIVEL K67 y K68



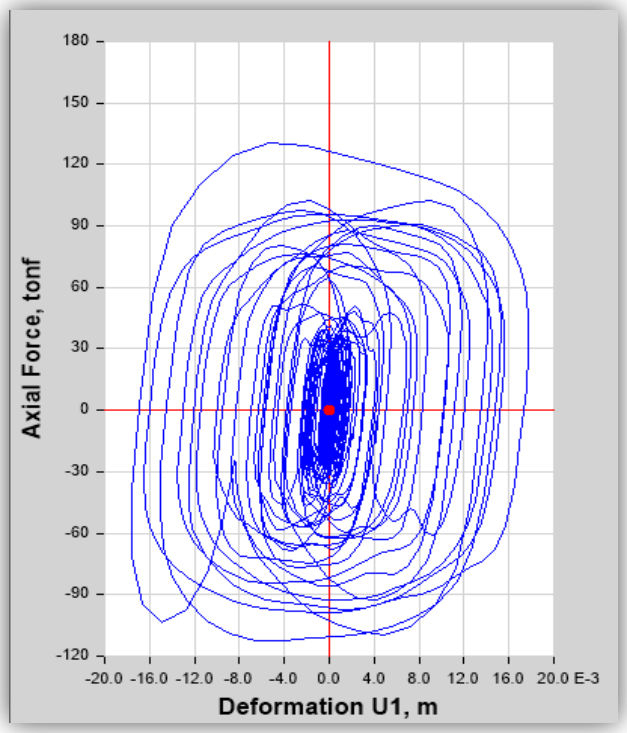


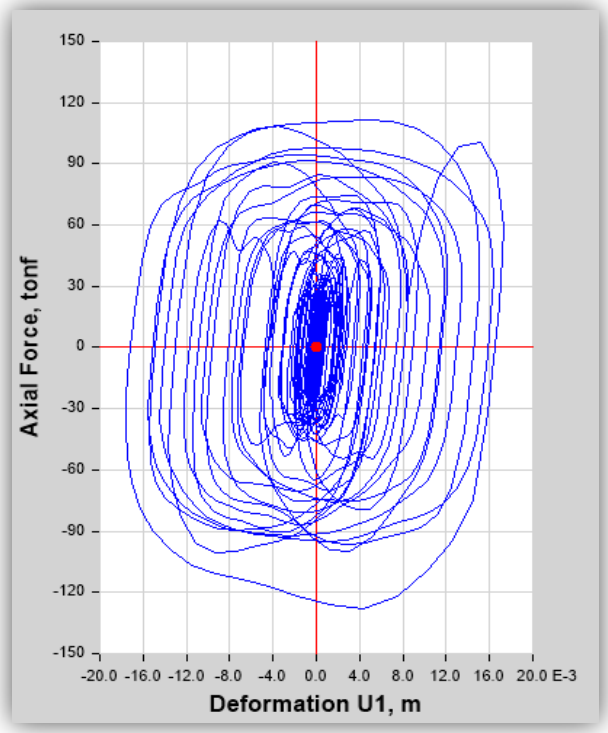
7to NIVEL K65 y K66



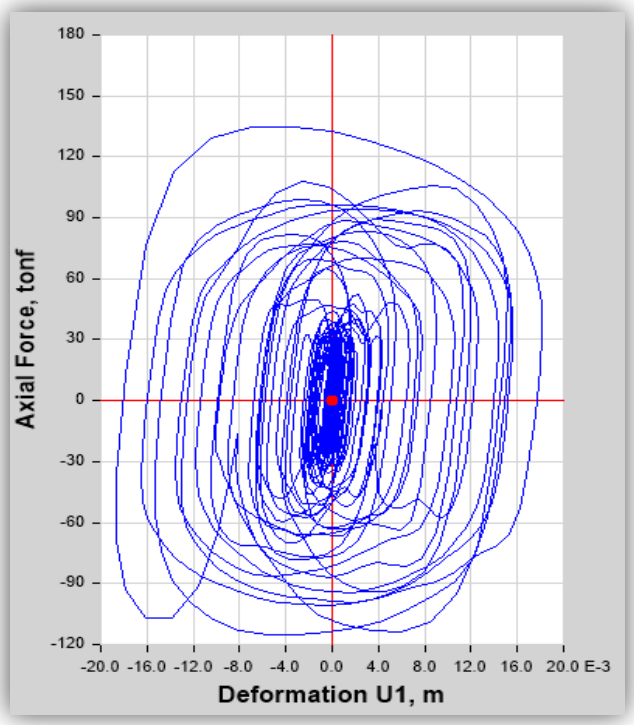


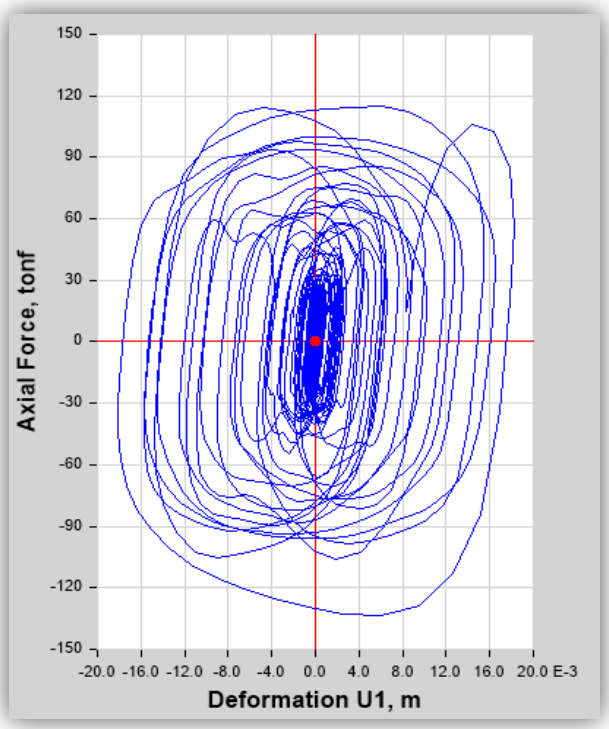
8vo NIVEL K63 y K64



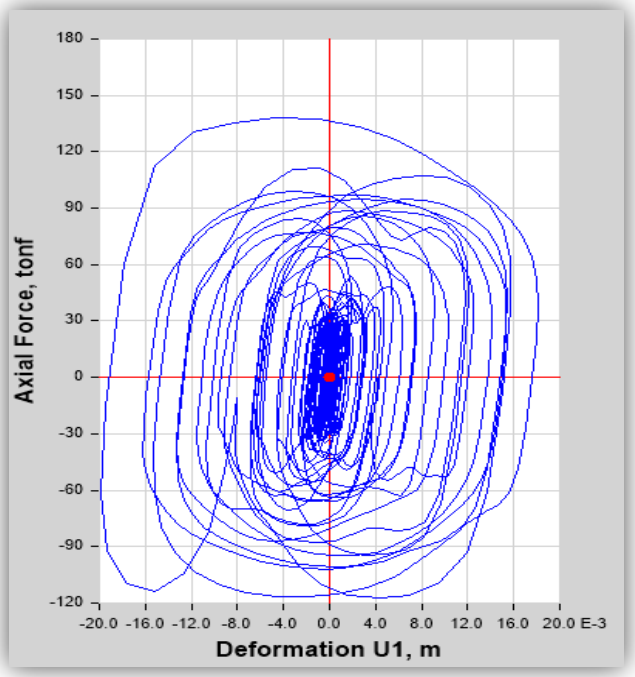


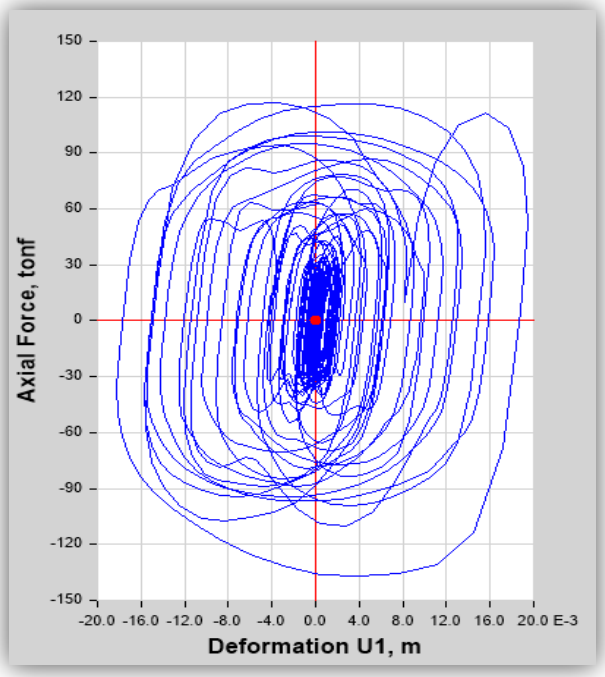
9no NIVEL K61 y K62



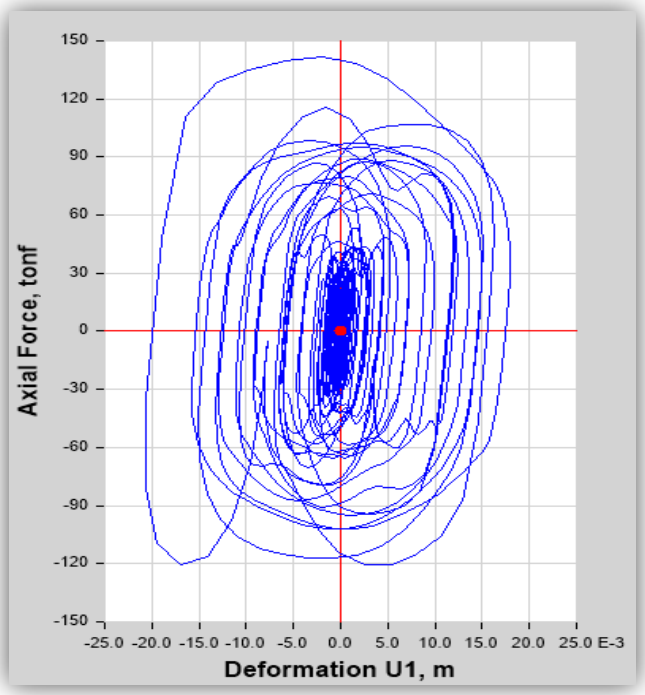


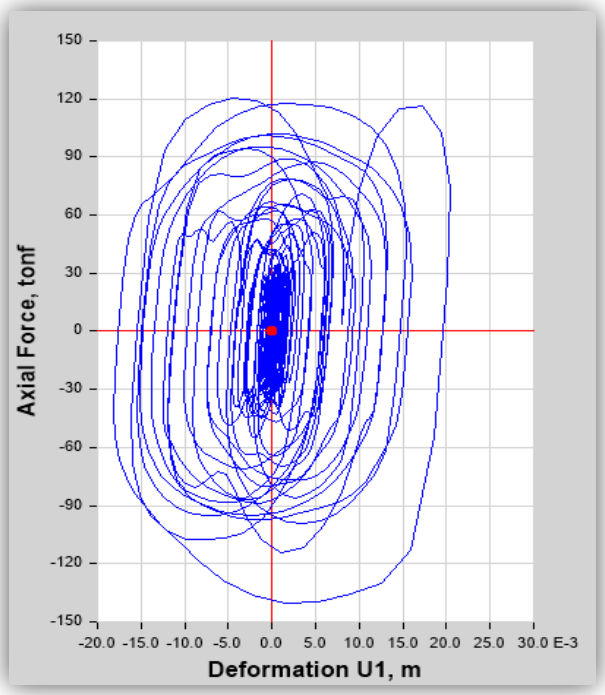
10mo NIVEL K59 y K60



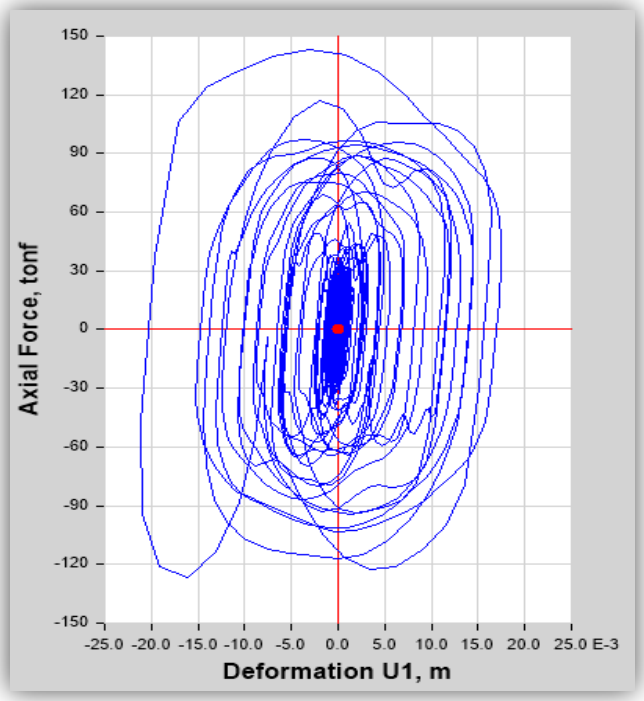


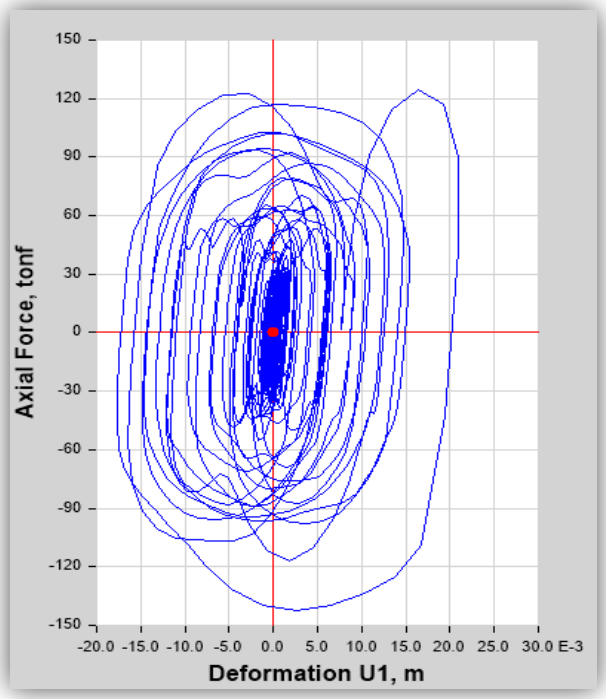
11vo NIVEL K57 y K58



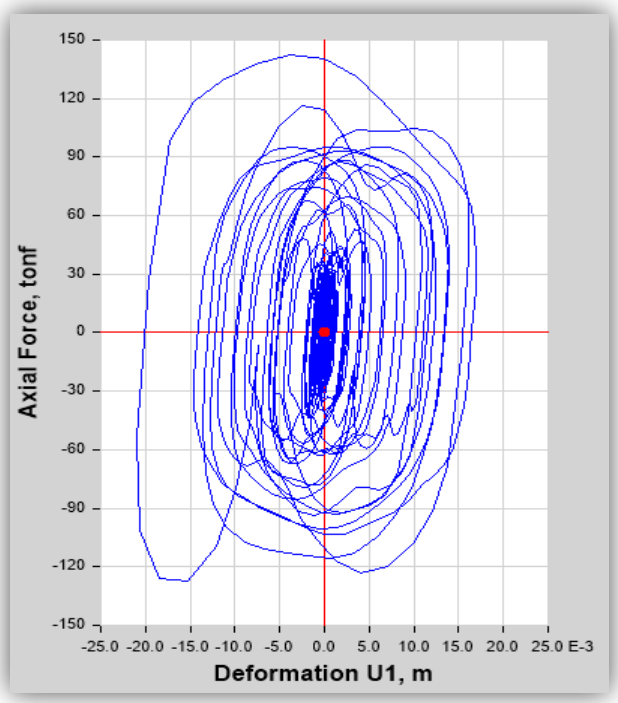


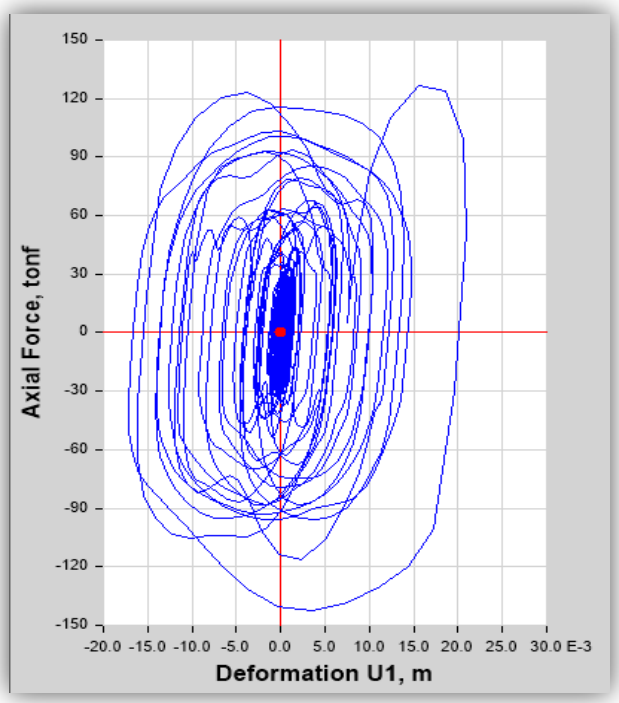
12vo NIVEL K55 y K56



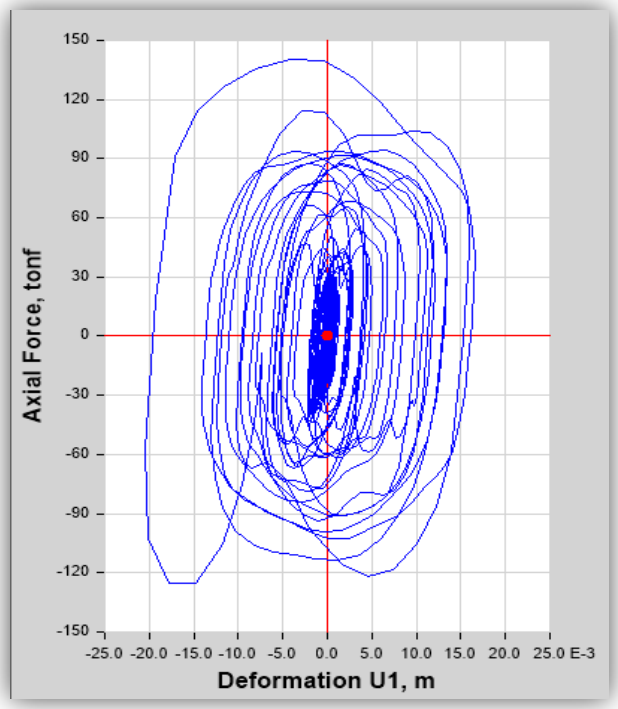


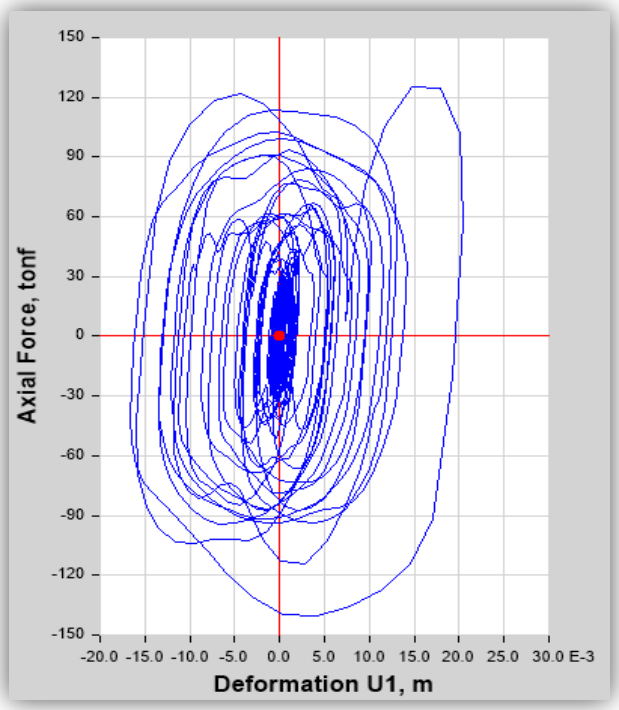
13vo NIVEL K53 y K54





14vo NIVEL K51 y K52





Como se puede ver en los gráficos, todos los disipadores cumplen con el comportamiento fuerza – desplazamiento en función a curvas helicoidales (color azul), tanto en el eje X como en el eje Y del edificio reforzado.

Un gráfico de comportamiento histerético correcto en un disipador de fluido viscoso, generara un trabajo eficiente, aportando significativamente en el amortiguamiento y reducción de drift de la estructura, eso se corrobora con el esfuerzo de tracción y compresión que axialmente se genera en cada uno de ellos.

4.6.3. Balance energético

A continuación, se muestra el balance energético, que es aquel grafico que muestra la energía de ingreso proveniente del sismo de diseño severo empleado (LIMA 1974 – CASO 1), energía cinética, energía potencial, amortiguamiento por parte de la estructura y amortiguamiento por parte de los disipadores.

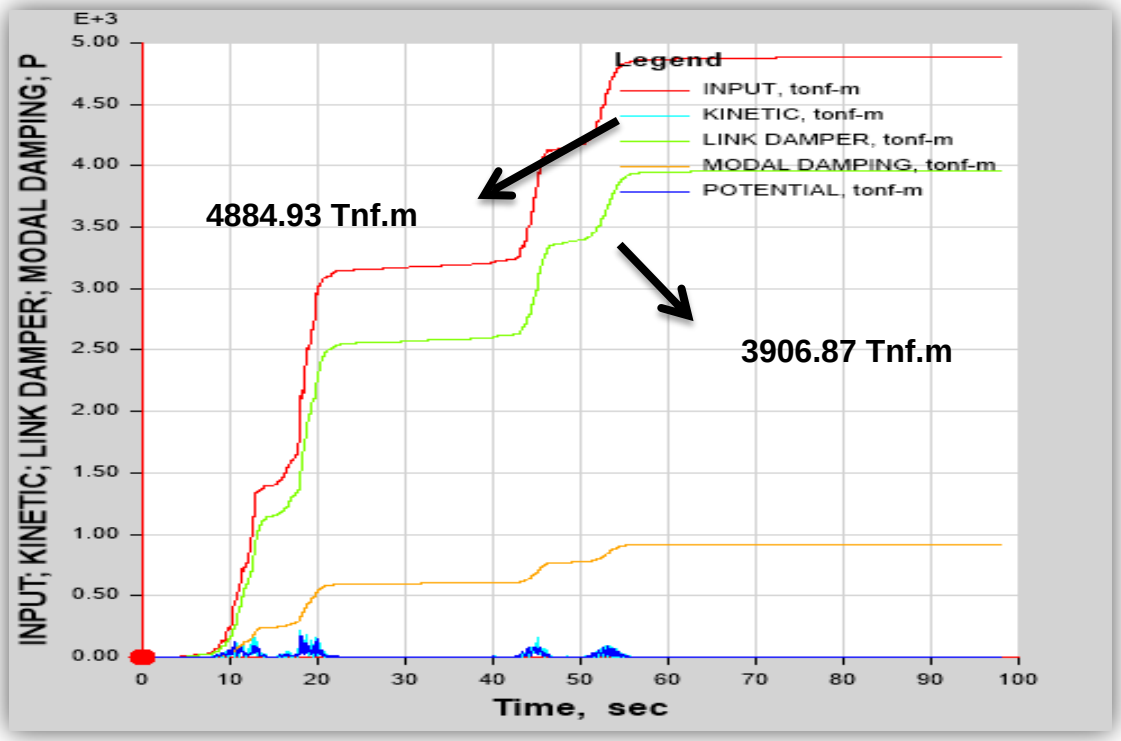


Figura 73 Balance Energético en Estructura Optimizada
Fuente: Propia

$$\%\ de\ disipación\ de\ energía = \frac{energía\ disipada\ por\ los\ dispositivos}{energía\ de\ entrada\ del\ sismo\ severo}$$

$$\% = \frac{3906.87}{4884.93} x100$$

$$\% = \mathbf{79.98}$$

Como podemos apreciar la energía de disipación es prácticamente 80% del total de ataque producto del sismo severo, lo cual es correcto debido a que los disipadores de fluido viscosos son capaces de disipar hasta el 80% del sismo de diseño, esto se debe al desempeño sísmico para el cual se está analizando la estructura.

El grafico nos quiere decir que al momento de que la estructura trabaje en el rango no lineal ante un sismo severo, la mayor energía sísmica será absorbida en primer lugar y rápidamente por todos los dispositivos, dejando la diferencia a la estructura, logrando así que no existe distorsiones que superen la E-030 ni la Hazus y todos los esfuerzos se redistribuyan correctamente, lo cual genera un comportamiento adecuado y diseño mucho más económico.

4.6.4. Fuerza de los disipadores

Teniendo ya el comportamiento histerético de todos los disipadores, se procede a extraer las fuerzas axiales (tracción y compresión) existentes en cada disipador del análisis con sismo de diseño severo y confirmar el trabajo correcto dado en la curva histerética.

Cabe indicar que la empresa Taylor por medio de CDV en Perú brinda una tabla con las fuerzas máximas para poder solicitar, por ende, los resultados se redondean al máximo valor de la tabulación de la tabla que brinda CDV Representaciones.

FUERZA TAYLOR (Kip)	Peso (Lbs)
55	98
110	215
165	400
220	560
330	675
440	1000
675	1750
900	2400
1450	consultar
1800	consultar

Tabla N° 89 Fuerzas de los Disipadores
Fuente: Propia

FUERZAS EN EL EJE X

Se procede a extraer las fuerzas axiales de los disipadores acoplados en los ejes X2 y X5 de la edificación.

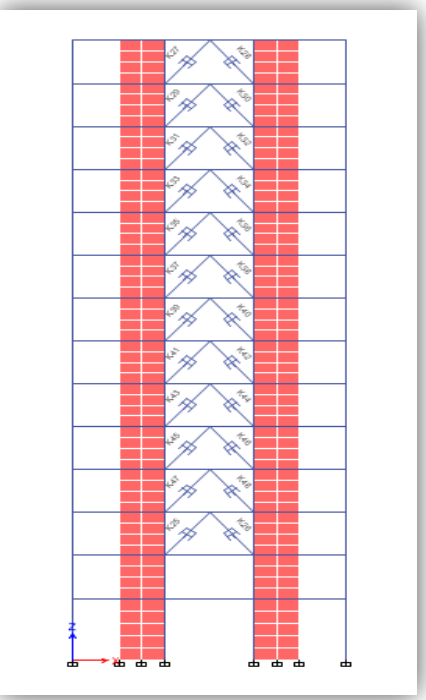


Figura 74 Fuerzas Axiales de los Disipadores – X2 y X5
Fuente: Propia

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K27	14	170.01	374.80	440
K28	14	145.02	319.71	330
K29	13	177.23	390.74	440
K30	13	151.00	332.90	440
K31	12	183.00	403.46	440
K32	12	158.04	348.41	440
K33	11	184.68	407.16	440
K34	11	163.31	360.04	440
K35	10	184.70	407.19	440
K36	10	166.10	366.19	440
K37	9	186.19	410.49	440
K38	9	168.75	372.04	440
K39	8	186.87	411.99	440
K40	8	171.18	377.38	440
K41	7	184.29	406.30	440
K42	7	172.84	381.06	440
K43	6	180.06	396.96	440
K44	6	169.10	372.81	440
K45	5	172.51	380.31	440
K46	5	160.54	353.93	440
K47	4	163.90	361.34	440
K48	4	150.35	331.46	440
K25	3	157.92	348.15	440
K26	3	138.49	305.32	330

Tabla N° 90 Fuerzas en el Eje X2
Fuente: Propia

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K99	14	194.1326	427.99	440
K100	14	174.4712	384.65	440
K101	13	197.1626	434.67	440
K102	13	177.5239	391.38	440
K103	12	201.1928	443.56	675
K104	12	181.0328	399.11	440
K105	11	203.8255	449.36	675
K106	11	184.4252	406.59	440
K107	10	203.9237	449.58	675
K108	10	185.1177	408.12	440
K109	9	201.5717	444.39	675
K110	9	183.7054	405.00	440
K111	8	198.3491	437.29	440
K112	8	180.9792	398.99	440
K113	7	194.2733	428.30	440
K114	7	176.8862	389.97	440
K115	6	186.3826	410.91	440
K116	6	170.7665	376.48	440
K117	5	179.9896	396.81	440
K118	5	161.8985	356.93	440
K119	4	168.9507	372.47	440
K120	4	150.8336	332.53	440
K97	3	154.9938	341.70	440
K98	3	134.8419	297.28	330

Tabla N° 91 Fuerzas en el Eje X5
Fuente: Propia

- **FUERZAS EN EL EJE Y**

Se procede a extraer las fuerzas axiales de los disipadores acoplados en los ejes YA y YD de la edificación

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K51	14	140.3762	309.48	330
K52	14	124.9651	275.50	330
K53	13	142.1825	313.46	330
K54	13	126.6826	279.29	330
K55	12	142.9678	315.19	330
K56	12	124.4511	274.37	330
K57	11	141.5559	312.08	330
K58	11	120.2572	265.12	330
K59	10	138.0985	304.46	330
K60	10	116.7323	257.35	330
K61	9	134.8108	297.21	330
K62	9	114.7963	253.08	330
K63	8	130.4177	287.52	330
K64	8	111.4597	245.73	330
K65	7	122.5118	270.09	330
K66	7	108.1258	238.38	330
K67	6	109.6859	241.82	330
K68	6	105.625	232.86	330
K69	5	100.2552	221.03	330
K70	5	100.6379	221.87	330
K71	4	100.7725	222.17	330
K72	4	93.7794	206.75	220
K49	3	99.6697	219.74	220
K50	3	83.8288	184.81	220

Tabla N° 92 Fuerzas en el Eje YA
Fuente: Propia

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K75	14	115.1239	253.81	330
K76	14	108.8848	240.05	330
K77	13	117.4878	259.02	330
K78	13	110.6028	243.84	330
K79	12	116.434	256.69	330
K80	12	112.0111	246.94	330
K81	11	112.5657	248.17	330
K82	11	112.4133	247.83	330
K83	10	110.1944	242.94	330
K84	10	111.3609	245.51	330
K85	9	111.2406	245.24	330
K86	9	111.5399	245.90	330
K87	8	112.3329	247.65	330
K88	8	109.2699	240.90	330
K89	7	111.7114	246.28	330
K90	7	103.7124	228.65	330
K91	6	112.2216	247.41	330
K92	6	95.9543	211.54	220
K93	5	109.1941	240.73	330
K94	5	86.4818	190.66	220
K95	4	106.945	235.77	330
K96	4	84.5779	186.46	220
K73	3	99.7935	220.01	220
K74	3	81.9896	180.76	220

Figura 93 Fuerzas en el Eje YD
Fuente: Propia

	Número de dispositivos	
Fuerza (KIP)	X	Y
675	4	0
440	41	0
330	3	40
220	0	8
TOTAL	48	48
	96	

Tabla N° 94 Número de Dispositivos en el Eje X y Y
Fuente: Propia

Dada la magnitud de sismo de diseño que se tiene, y ya revisando el balance energético, se tiene que los disipadores trabajan eficientemente para 3 tipos de fuerzas axiales.

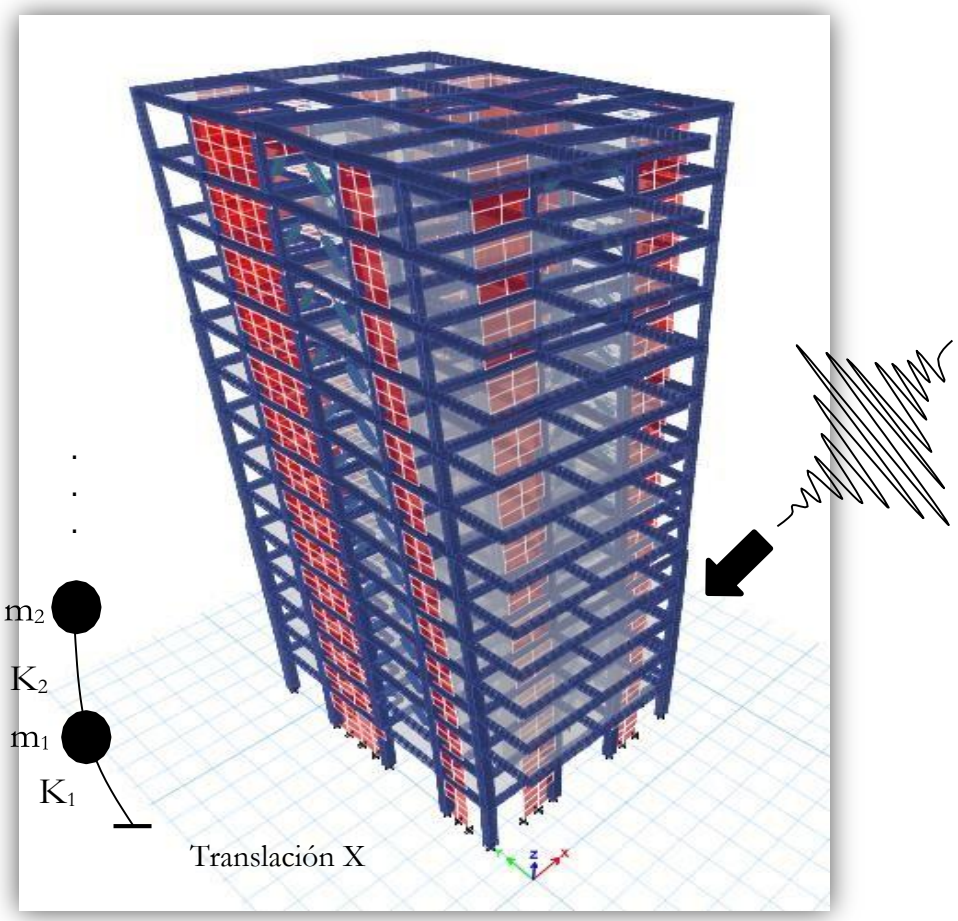


Figura 75 Eficiencia para 3 tipos de Fuerzas Axiales en X
Fuente: Propia

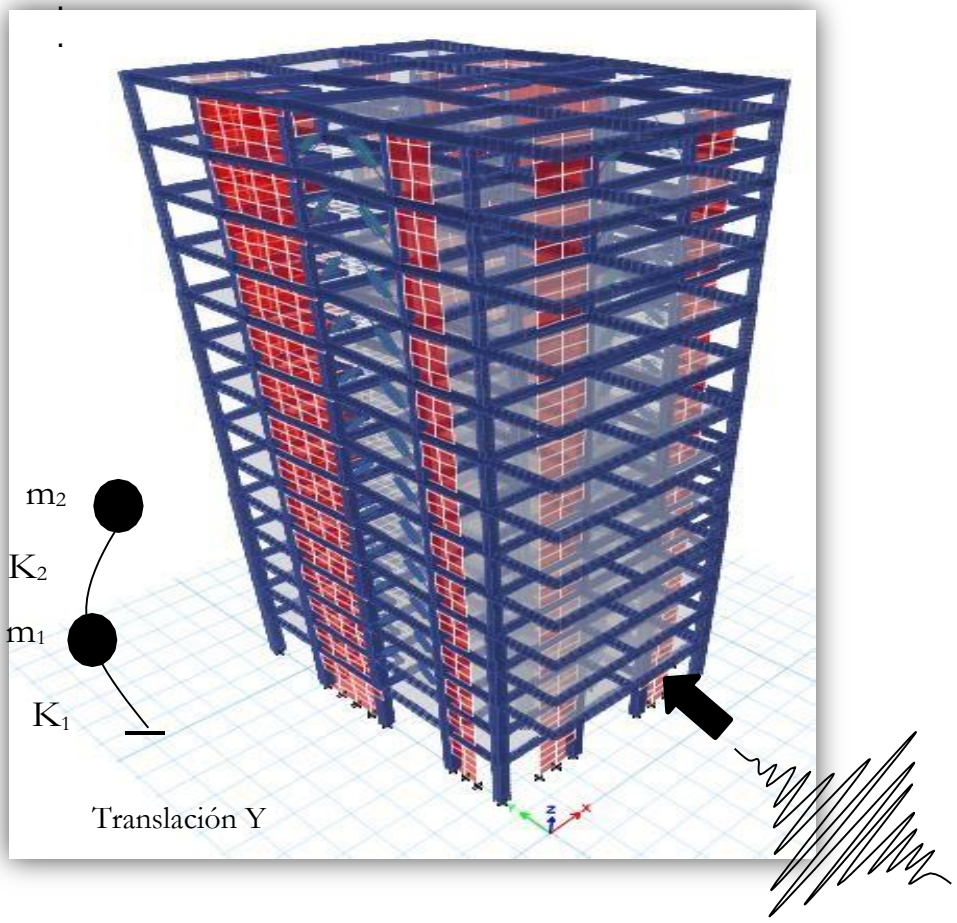
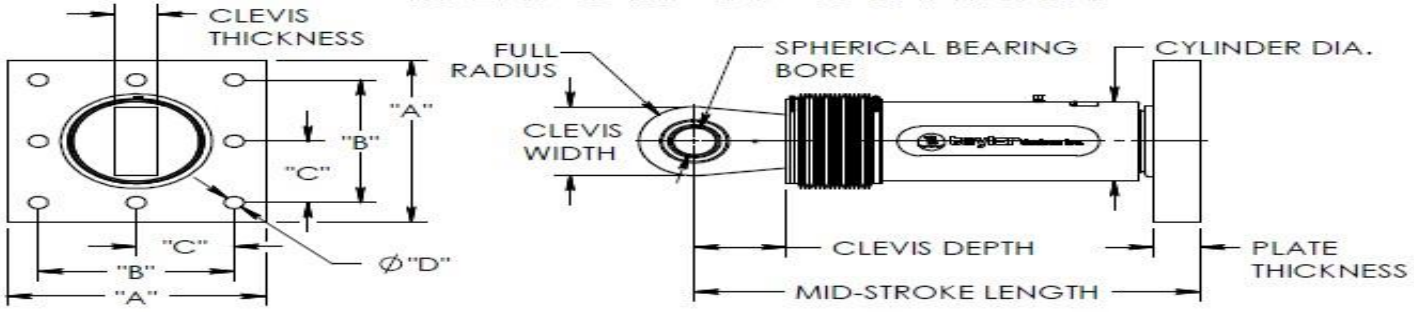


Figura 76 Eficiencia para 3 tipos de Fuerzas Axiales en Y
Fuente: Propia

taylor devices inc.

FLUID VISCOUS DAMPERS & LOCK-UP DEVICES



FORCE	SPHERICAL BEARING BORE DIA. (INCHES)	MID-STROKE LENGTH (INCHES)	STROKE (INCHES)	CLEVIS THICKNESS (INCHES)	CLEVIS WIDTH (INCHES)	CLEVIS DEPTH (INCHES)	CYLINDER DIA. (INCHES)	WEIGHT (lbs.)
55 KIP	1.50	31.00	±3	1.63	4 MAX.	3.25	4-1/2 MAX.	98
110 KIP	2.00	39.25	±4	2.13	5 MAX.	4.00	5-3/4 MAX.	215
165 KIP	2.25	40.00	±4	2.25	6 MAX.	5.10	7-1/4 MAX.	400
220 KIP	2.75	41.25	±4	2.75	7-1/2 MAX.	5.88	8-1/4 MAX.	560
330 KIP	3.00	43.50	±4	3.00	8 MAX.	6.38	9-1/2 MAX.	675
440 KIP	3.50	53.00	±5	3.50	9 MAX.	7.50	11-1/4 MAX.	1000
675 KIP	4.00	56.75	±5	4.50	11-1/4 MAX.	8.00	13-3/4 MAX.	1750
900 KIP	5.00	64.00	±5	5.50	12-3/4 MAX.	10.75	16-3/4 MAX.	2400
1450 KIP	†	†	†	†	†	†	†	†
1800 KIP	†	†	†	†	†	†	†	†

220 kip

330 kip

440 kip

675 kip

Figura 77 Propiedades de los disipadores de fluido viscoso
Fuente: TAYLOR DEVICE

FORCE	"A"	"B"	"C"	"D"	PLATE THICKNESS (INCHES)
55 KIP	7.00±.12	5.00±.01	*	0.81±.01	1.50±.03
110 KIP	11.12±.12	8.00±.01	*	1.25±.01	1.50±.03
165 KIP	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.12±.01	2.40±.03
220 KIP	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330 KIP	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.010	3.00±.06
440 KIP	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.500±.010	4.00±.06
675 KIP	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.06
900 KIP	†	†	†	†	†
1450 KIP	†	†	†	†	†
1800 KIP	†	†	†	†	†

NOTE:
VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±2 TO ±36 INCHES. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE INCHES PER ±1 INCH OF STROKE.

EXAMPLE: 220 KIP ±4 INCHES STROKE, MID-STROKE LENGTH IS 41.25 INCHES
220 KIP ±6 INCHES STROKE,
6-4 = 2 TIMES FIVE = 10
41.25+10 = 51.25 INCHES MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 12 INCHES AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.
*** DENOTES 4-BOLT MOUNTING PATTERN**
† DENOTES CUSTOM PATTERN. CONSULT FACTORY.

Fuerza axial (KIP)	Número de dispositivo
675	4
440	41
330	43
220	8

Tabla N° 95 Dispositivos a Emplear
Fuente: Propia

4.6.5. Modos, masa participativa y periodos de vibración en estructura optimizada

Se muestra los 42 modos, periodos y masa participativa de la estructura optimizada la cual debe cumplir con sobrepasar el 90% de la masa total del edificio.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.393	0.4329	0.1357	0	43%	14%
Modal	2	1.152	0.1591	0.5372	0	59%	67%
Modal	3	0.839	0.0958	0.0202	0	69%	69%
Modal	4	0.381	0.1103	0.017	0	80%	71%
Modal	5	0.306	0.0142	0.1645	0	81%	87%
Modal	6	0.211	0.0552	0.0011	0	87%	88%
Modal	**7**	0.175	0.0434	0.0028	0	**91%**	88%
Modal	**8**	0.14	0.0022	0.0596	0	91%	**94%**
Modal	9	0.103	0.0149	0.001	0	93%	94%
Modal	10	0.096	0.0276	0.0004	0	96%	94%
Modal	11	0.085	0.0009	0.0275	0	96%	97%
Modal	12	0.07	0.009	0.0006	0	97%	97%
Modal	13	0.06	0.0123	0.0004	0	98%	97%
Modal	14	0.059	0.0001	0.0137	0	98%	98%
Modal	15	0.052	0.0045	0.0004	0	98%	98%
Modal	16	0.045	0.0007	0.0074	0	98%	99%
Modal	17	0.042	0.0075	0.0005	0	99%	99%
Modal	18	0.042	0.0004	4.55E-05	0	99%	99%
Modal	19	0.036	0.0004	0.0043	0	99%	99%
Modal	20	0.035	0.002	0.0001	0	99%	99%
Modal	21	0.033	0.002	0.0001	0	100%	99%
Modal	22	0.03	0	5.95E-07	0	100%	99%
Modal	23	0.03	0.0001	0.0013	0	100%	100%
Modal	24	0.03	0.0008	0.0009	0	100%	100%
Modal	25	0.03	2.38E-06	1.12E-05	0	100%	100%
Modal	26	0.029	1.29E-06	1.22E-05	0	100%	100%
Modal	27	0.028	0.0001	0	0	100%	100%
Modal	28	0.028	9.18E-07	3.41E-05	0	100%	100%
Modal	29	0.027	0.0002	0.0002	0	100%	100%
Modal	30	0.027	0.0002	0	0	100%	100%
Modal	31	0.027	0.0012	4.97E-05	0	100%	100%
Modal	32	0.026	5.59E-07	0.0002	0	100%	100%
Modal	33	0.026	2.79E-05	0.0002	0	100%	100%
Modal	34	0.026	0.0002	0.0005	0	100%	100%
Modal	35	0.025	9.17E-06	0.0004	0	100%	100%
Modal	36	0.025	0.0001	2.24E-06	0	100%	100%
Modal	37	0.025	0.0001	0	0	100%	100%
Modal	38	0.024	0.0001	0	0	100%	100%
Modal	39	0.023	1.02E-06	0.0001	0	100%	100%
Modal	40	0.023	4.64E-05	0.0003	0	100%	100%
Modal	41	0.023	0.0008	2.83E-06	0	100%	100%
Modal	42	0.023	2.15E-06	0.0003	0	100%	100%

Tabla N° 96 Porcentaje de Masa Participativa en los 42 Modos.
Fuente: Propia

Se aprecia del cuadro que la estructura cumple con la masa participativa en el modo 7 en “X” y en el modo 8 en “Y”. Así como también no se nota aumento de periodos, con lo cual se confirma que los disipadores solo aumentan amortiguamiento más no aportan rigidez a la estructura.

4.6.6. Máximo Stroke

Es el desplazamiento máximo que obtenemos en los dispositivos, este dato es esencial para que el proveedor pueda diseñar la cámara de acumulación del líquido siliconico.

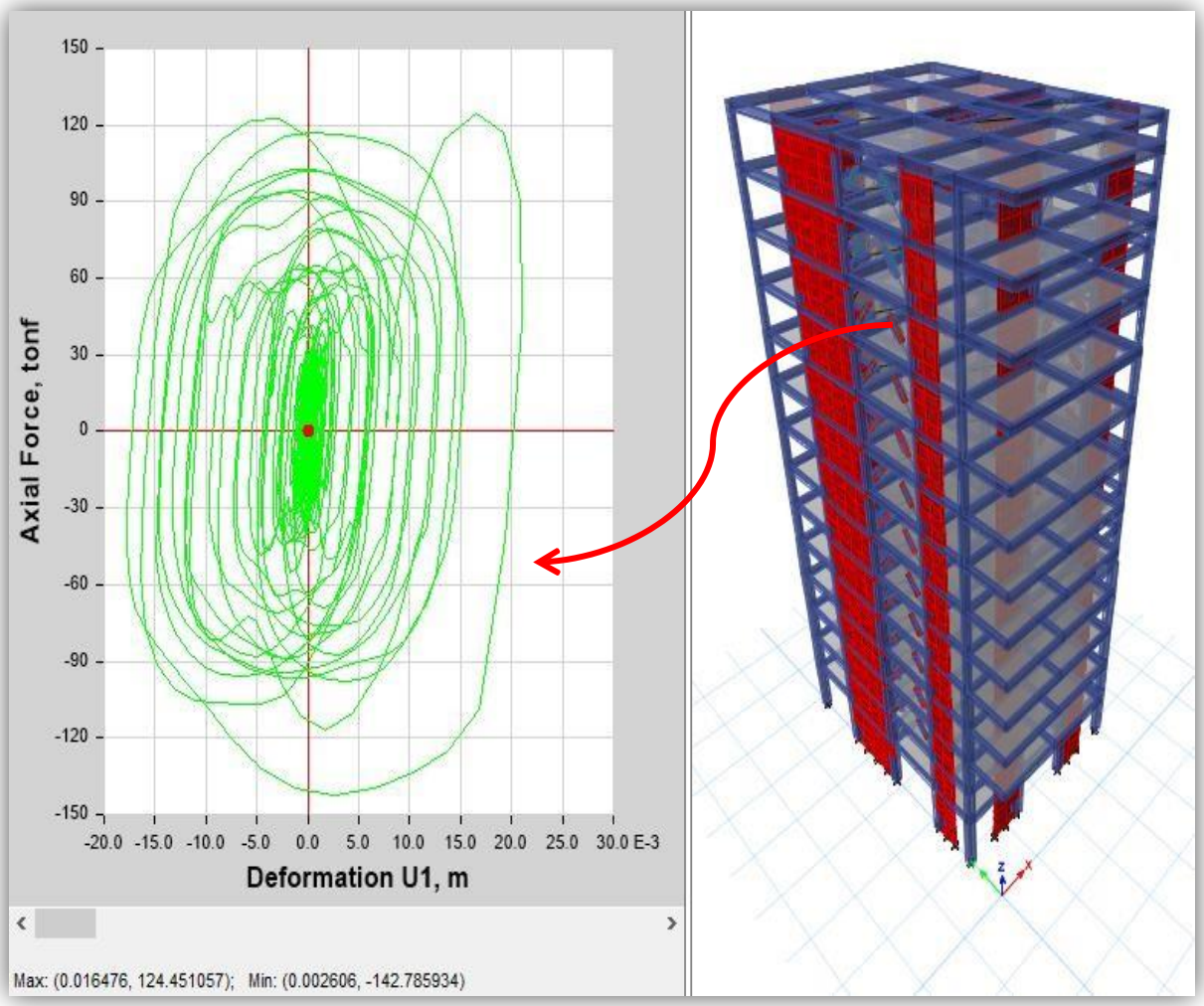


Figura 78 Desplazamiento Máximo de Disipadores
Fuente: Propia

Es valor del máximo stroke se encuentra en el disipador K56 del eje Y -A con un valor máximo de 16.476 mm.

El valor máximo que puede salir en el máximo Stroke de todos los dispositivos en el edificio, dato recomendado para el diseño por CDV Representaciones es de 50 mm (5cm), como el valor obtenido es mucho menor al límite, se dice que todos los disipadores se encuentran trabajando eficientemente y con disposiciones correctas.

4.6.7. Velocidad máxima

Para determinar la velocidad máxima de los cuatro tipos de disipadores Taylor a usar, se ingresa a la presente formula usando en ella la axial máxima, coeficiente de amortiguamiento no lineal y el exponente de velocidad:

$$V = \sqrt[\alpha]{\frac{F}{C}}$$

- Para los disipadores de fuerza de 220 KIP

$$V_y = \sqrt[0.5]{\frac{220.01\ Tnf}{321\ Tn.s/m}}$$

$$V_y = 0.47\ m/seg$$

- Para los disipadores de fuerza de 330 KIP

$$V_x = \sqrt[0.5]{\frac{319.71\ Tnf}{516\ Tn.s/m}}$$

$$V_x = 0.384\ m/seg$$

$$V_y = \sqrt[0.5]{\frac{315.19\ Tnf}{321\ Tn.s/m}}$$

$$V_y = 0.964\ m/seg$$

- Para los disipadores de fuerza de 440 KIP

$$V_x = \sqrt[0.5]{\frac{437.29\ Tnf}{516\ Tn.s/m}}$$

$$V_x = 0.718\ m/seg$$

- Para los disipadores de fuerza de 675 KIP

$$V_x = \sqrt[0.5]{\frac{449.58\ Tnf}{516\ Tn.s/m}}$$

$$V_x = 0.759\ m/seg$$

4.7. DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO DEL DISPOSITIVO

4.7.1. Elección del disipador

Como ya se indicó y dio a conocer en los ítems anteriores se usara tres tipos de disipadores seleccionados en función a la fuerza axial tanto de tracción y compresión que en ellas se genera, sus características son brindados por la empresa Taylor y se ordenan en la siguiente tabla:

Force	Spherical Bearing Bore Dia.(cm)	Mid-stroke Length (cm)	Stroke (inches)	Clevis Thickness (cm)	Clevis Width (cm)	Clevis Depth (cm)	Cylinder Dia (cm)	Weight (lbs)
220 KIP	6.99	104.78	± 4	6.99	19.05	14.94	20.96	560
330 KIP	7.62	110.49	± 4	7.62	20.32	16.21	24.13	675
440 KIP	8.89	134.62	± 4	8.89	22.86	19.05	28.58	1000
675 KIP	10.16	144.15	± 5	11.43	28.58	20.32	34.93	1750

Force	"A"(cm)	"B"(cm)	"C"(cm)	"D"(cm)	Plate Thickness (cm)
220 KIP	41.91	31.75	15.88	3.18	7.62
330 KIP	43.18	33.02	16.51	3.49	7.62
440 KIP	45.72	34.29	17.15	3.81	10.16
675 KIP	50.80	40.64	20.32	4.14	10.16

Tabla N° 97 Elección del Disipador
Fuente: Propia

Los valores previamente mostrados representan las dimensiones tanto circulares como longitudinales que conforma el dispositivo y sus placas base de apoyo.

Cabe indicar que cada dispositivo ya cuenta con su propio factor de seguridad, por lo que no se requiere ninguna amplificación adicional a las fuerzas obtenidas del análisis no lineal tiempo – historia.

- **Para dispositivo de 220 KIP**

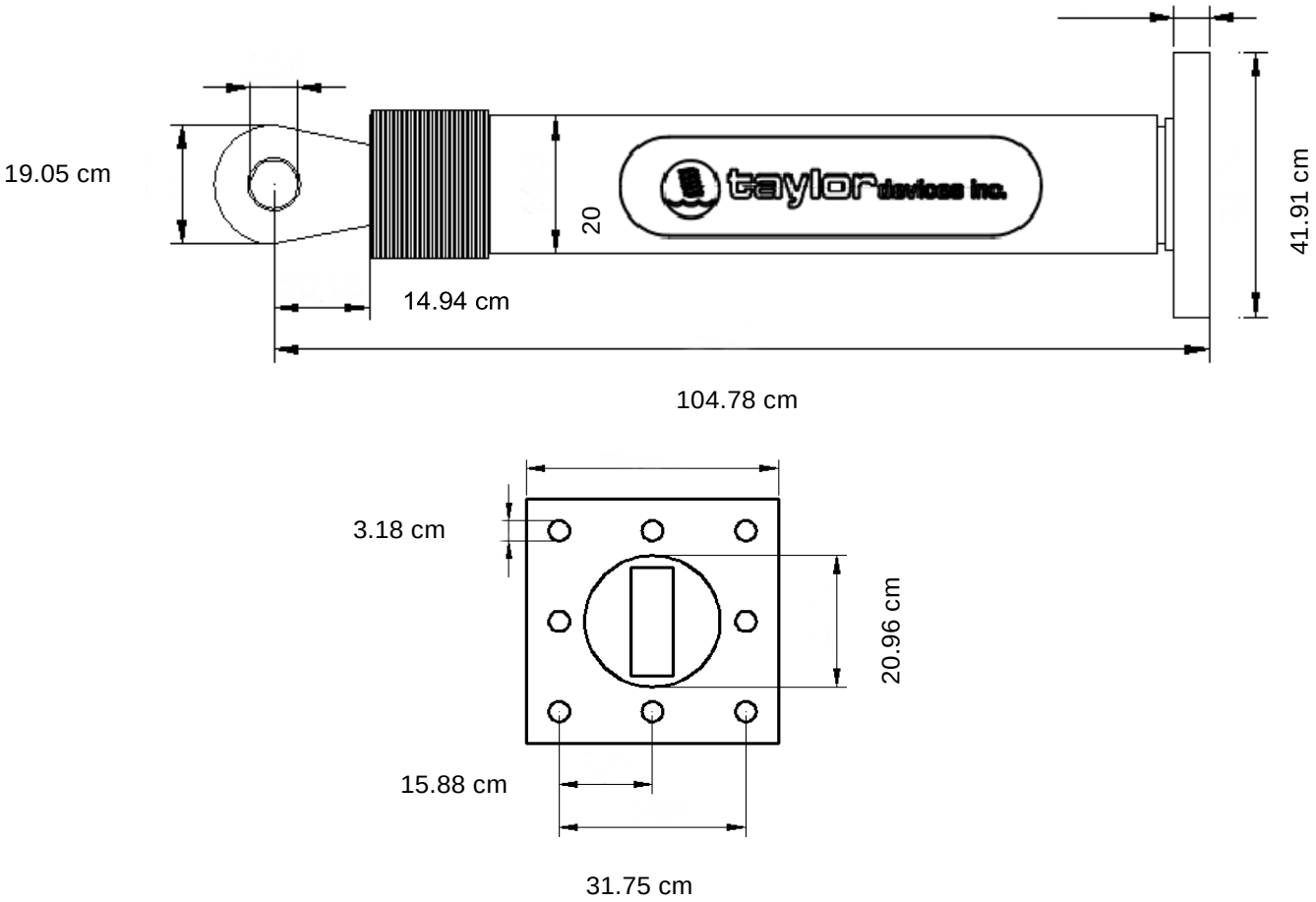


Figura 79 Dispositivo de 220 KIP
Fuente: Propia

- **Para dispositivo de 330 KIP**

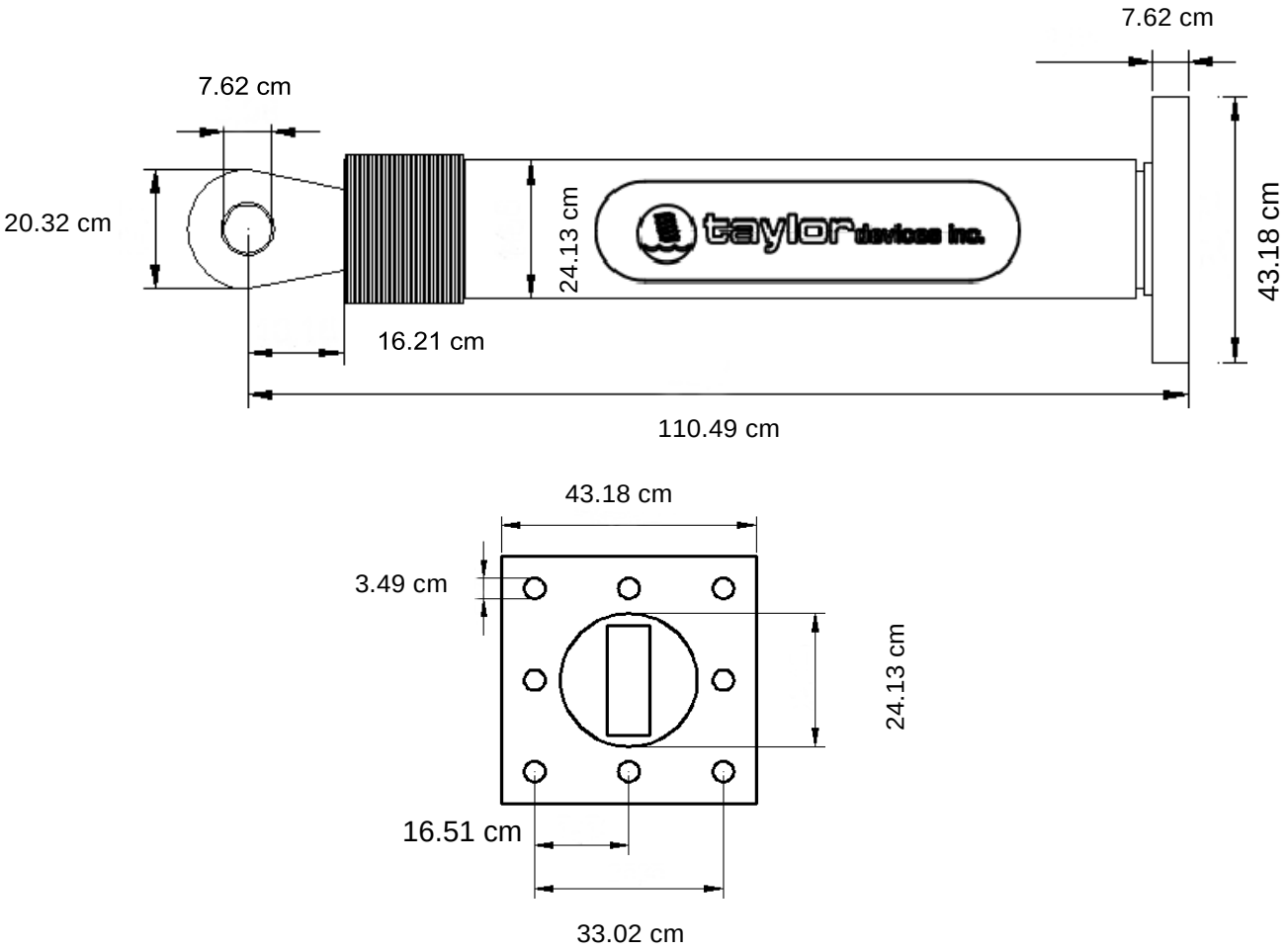
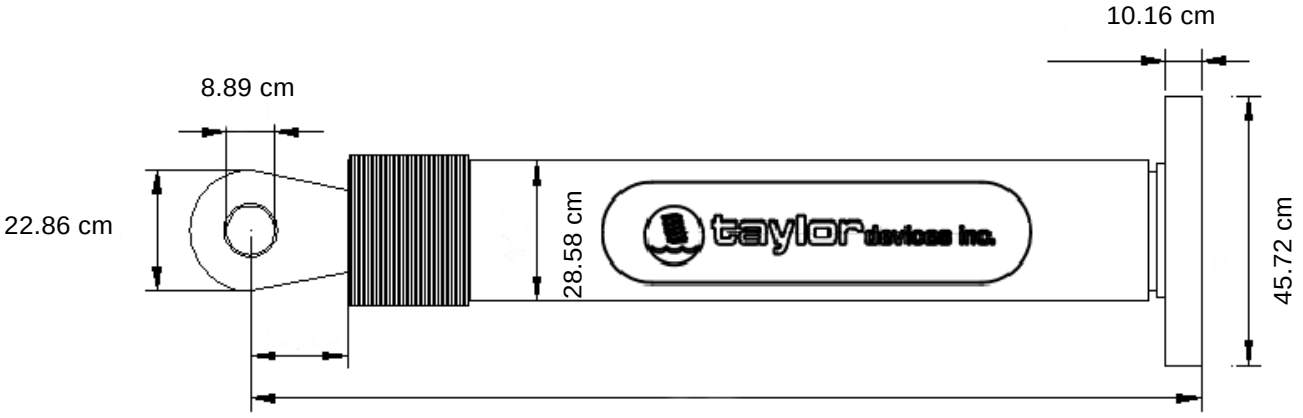


Figura 80 Dispositivo de 330 KIP
Fuente: Propia

Para dispositivo de 440 KIP



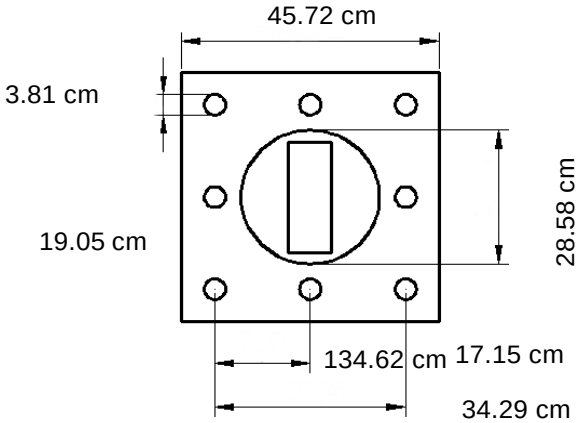
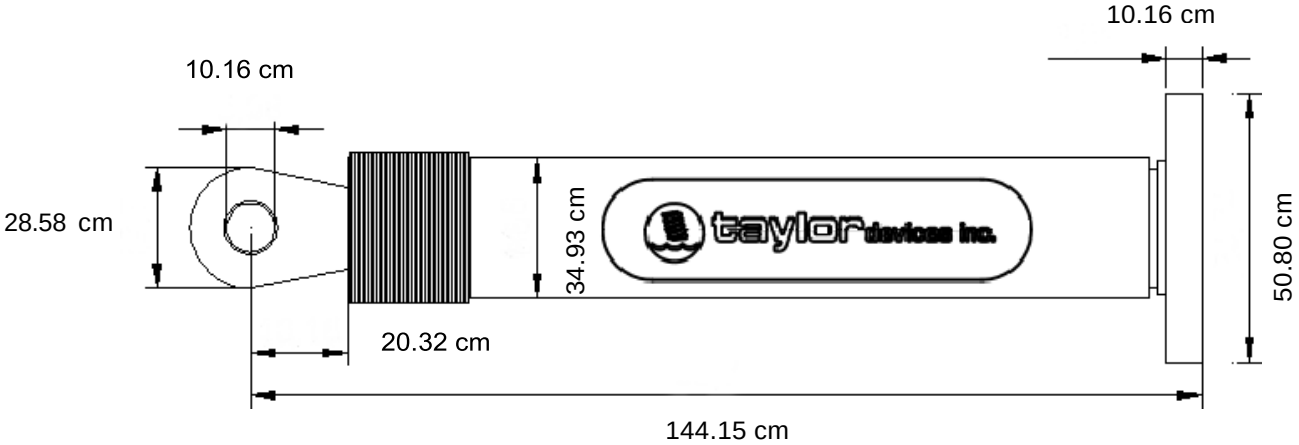


Figura 81 Dispositivo de 440 KIP
Fuente: Propia

- **Para dispositivo de 675 KIP**



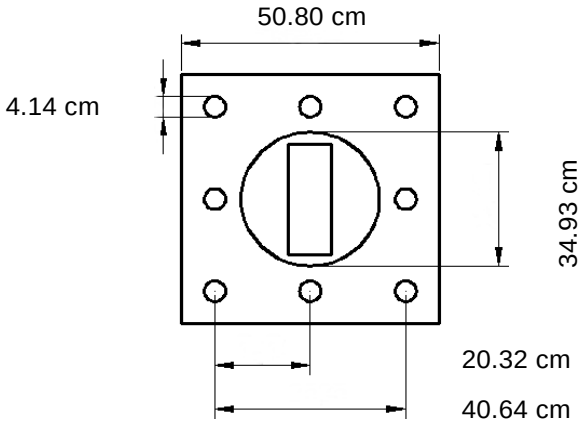


Figura 82 Dispositivo de 6750 KIP
Fuente: Propia

4.7.2. Diseño del brazo metálico (disposición Chevron Brace mejorada)

Como se conoce, todos los dispositivos se encuentran en una disposición definida de Chevron Brace mejorada o doble diagonal, para lo cual constan de brazos metálicos los cuales absorben la carga axial producto de la fuerza sísmica, mencionados brazos tendrán que ser diseñados para resistir la fuerza producto de un sismo máximo esperado.

Se está empleando el perfil metálico Round HSS 20 x 0.375, el cual tiene las siguientes características para su verificación y posterior diseño:

- **Área del perfil metálico (A) = 21.5 in^2**
- **Radio del perfil metálico (r) = 6.95 in**
- **Módulo de elasticidad del acero (E) = 29000 KSI**
- **Esfuerzo de fluencia (Fy) = 35 KSI**

El brazo metálico será de diseño estándar, por lo tanto, se diseñará para el caso más desfavorable. Se procede a ejecutar un nuevo análisis no lineal tiempo-historia con el 1.5 del sismo severo para extraer las axiales máximas dadas en cada disipador.

- **PARA EL EJE X**

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K27	14	226.3686	499.06
K28	14	191.6821	422.59
K29	13	234.5659	517.13
K30	13	198.6746	438.00
K31	12	240.1685	529.48
K32	12	206.3629	454.95
K33	11	240.0389	529.20
K34	11	211.9033	467.17
K35	10	234.8636	517.79
K36	10	213.8293	471.42
K37	9	234.3759	516.71
K38	9	215.2535	474.56
K39	8	232.5835	512.76
K40	8	214.4722	472.83
K41	7	228.1306	502.94
K42	7	212.8207	469.19
K43	6	223.3255	492.35
K44	6	206.9386	456.22
K45	5	213.6731	471.07
K46	5	195.4761	430.95
K47	4	205.1093	452.19
K48	4	181.5785	400.31
K25	3	198.102	436.74
K26	3	166.2392	366.50

Tabla N° 98 Tipo de Disipador – Fuerza (KIP) en el Eje X2
Fuente: Propia

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K99	14	249.1341	549.25
K100	14	226.7466	499.89
K101	13	252.7933	557.32
K102	13	230.0133	507.10
K103	12	257.4819	567.65
K104	12	232.7435	513.11
K105	11	259.7838	572.73
K106	11	235.4778	519.14
K107	10	258.8494	570.67
K108	10	235.5991	519.41
K109	9	254.4363	560.94
K110	9	232.7891	513.21
K111	8	248.8843	548.70
K112	8	226.1159	498.50
K113	7	241.8367	533.16
K114	7	218.2294	481.12
K115	6	231.2852	509.90
K116	6	207.629	457.75
K117	5	222.8545	491.31
K118	5	195.6665	431.37
K119	4	210.1003	463.19
K120	4	181.314	399.73
K97	3	192.3317	424.02
K98	3	161.156	355.29

Tabla N° 99 Tipo de Disipador – Fuerza (KIP) en el Eje X5
Fuente: Propia

El disipador que presenta mayor fuerza axial de trabajo es el K105 del nivel 11 en el eje 5 con 259.78 Tnf a vencer.

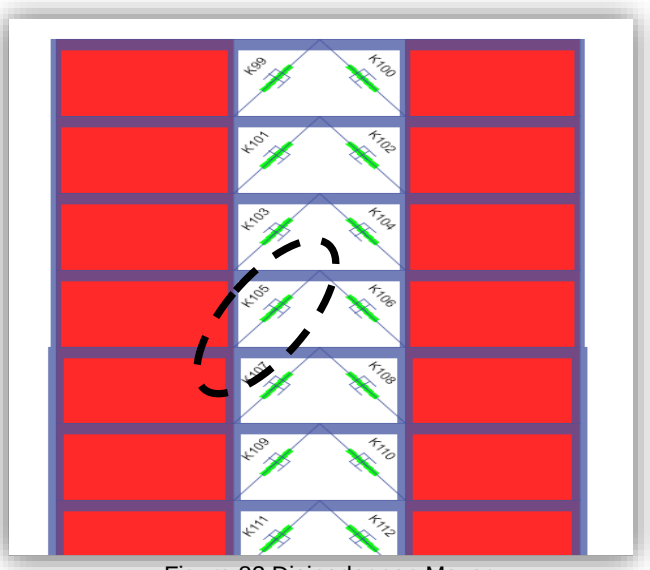


Figura 83 Disipador con Mayor Fuerza Axial en X Fuente: Propia

HSS20.000–
HSS10.000

Table 1–13
Round HSS
Dimensions and Properties

Shape	Design Wall Thick-ness, *t*	Nom-inal Wt.	Area, *A*	*D/t*	*I*	*S*	*r*	*Z*	Torsion *J*	Torsion *C*
	in.	lb/ft	in.^{2}		in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{4}	in.^{3}
HSS20.000×0.500	0.465	104.00	28.5	43.0	1360	136	6.91	177	2720	272
×0.375[f]	0.349	78.67	21.5	57.3	1040	104	6.95	135	2080	208
HSS18.000×0.500	0.465	93.54	25.6	38.7	985	109	6.20	143	1970	219
×0.375[f]	0.349	70.66	19.4	51.6	754	83.8	6.24	109	1510	168
HSS16.000×0.625	0.581	103.00	28.1	27.5	838	105	5.46	138	1680	209
×0.500	0.465	82.85	22.7	34.4	685	85.7	5.49	112	1370	171
×0.438	0.407	72.87	19.9	39.3	606	75.8	5.51	99.0	1210	152
×0.375	0.349	62.64	17.2	45.8	526	65.7	5.53	85.5	1050	131
×0.312[f]	0.291	52.32	14.4	55.0	443	55.4	5.55	71.8	886	111
×0.250[f]	0.233	42.09	11.5	68.7	359	44.8	5.58	57.9	717	89.7
HSS14.000×0.625	0.581	89.36	24.5	24.1	552	78.9	4.75	105	1100	158
×0.500	0.465	72.16	19.8	30.1	453	64.8	4.79	85.2	907	130
×0.375	0.349	54.62	15.0	40.1	349	49.8	4.83	65.1	698	100
×0.312	0.291	45.65	12.5	48.1	295	42.1	4.85	54.7	589	84.2
×0.250[f]	0.233	36.75	10.1	60.1	239	34.1	4.87	44.2	478	68.2

Figura 84 Dimensiones Brazo Metálico
Fuente: Steel Construction

Se calcula la longitud del brazo descontando en su medida la longitud del disipador viscoso:

$$L_{total} = 5.17\ m$$

$$L_{brazo} = 5.17\ m - 1.44\ m$$

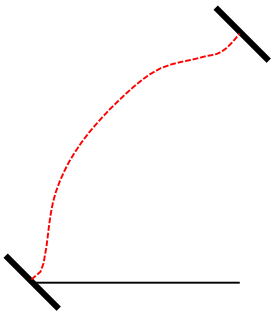
$$L_{brazo} = 3.73\ m \approx 146.85\ in$$

Se calcula el esfuerzo de pandeo crítico:

$$F_e = \frac{\pi^2 x\ 29000}{\left(\frac{146.85}{6.95}\right)^2} = 641.09\ KSI$$

$$F_e > 35\ KSI\ El\ perfil\ trabaja\ en\ el\ rango\ de\ pandeo\ inelástico$$

Los brazos metálicos no podrán trasladarse ni rotar, por ende, el pandeo se muestra de la siguiente manera:



$$K_{teórico} = 0.5$$

El valor K teórico es de 0.5, pero el valor realista recomendado para el diseño es de 0.65. En esta oportunidad se va asumir el caso más desfavorable cuando rota y se traslada tomando un valor de diseño de 2.10.

Si:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{rc} = (0.658^{\frac{F_y}{E}})\ x\ F_y$$

$$\frac{(2.10)(146.85)}{6.95} \leq 4.71\sqrt{\frac{29000}{35}}$$

$$44.37 \leq 135.58$$

Por lo tanto, se calcula el esfuerzo de pandeo por flexión en el perfil HSS con la siguiente formula:

$$F_{rc} = (0.658^{\frac{35}{641.09}})\ x35 = 34.21\ KSI$$

La resistencia nominal mediante el método LRFD será:

$$\emptyset P_n \quad = \emptyset \; x \; F_{rc} \;\; x \; A$$

$$\emptyset P_n = 0.9 \; x \; 34.21 \; x \; 21.5 = 661.96 \; KIPS \approx 300.260 \; Tnf$$

La resistencia del perfil con el total de trabajo en fluencia será:

$$\emptyset T_n \;\; = \emptyset \;\; x \; F_y \quad x \; A$$

$$\emptyset T_n = 0.9 \; x \; 35 \; x \; 21.5 = 677.25 \; KIPS \approx 307.195 \; Tnf$$

Se comprueba si cumple:

$$\emptyset P_n \;\; = 300.260 \; Tnf \; > 259.78 \; Tnf \; (\boldsymbol{OK})$$
$$\emptyset T_n = 307.195 \; Tnf \; > 259.78 \; Tnf \; (\boldsymbol{OK})$$

- **PARA EL EJE Y**

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K51	14	185.6028	409.19
K52	14	167.284	368.80
K53	13	187.8967	414.24
K54	13	168.649	371.81
K55	12	188.6262	415.85
K56	12	164.3307	362.29
K57	11	186.2617	410.64
K58	11	152.6847	336.61
K59	10	180.5362	398.02
K60	10	149.6043	329.82
K61	9	174.804	385.38
K62	9	146.9088	323.88
K63	8	165.5787	365.04
K64	8	141.8534	312.73
K65	7	153.6139	338.66
K66	7	135.1465	297.95
K67	6	136.095	300.04
K68	6	129.7967	286.15
K69	5	127.4024	280.88
K70	5	123.0598	271.30
K71	4	127.8989	281.97
K72	4	114.1987	251.77
K49	3	125.8622	277.48
K50	3	103.0704	227.23

Tabla 100 Tipo de Disipador – Fuerza (KIP) en el Eje YA
Fuente: Propia

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K75	14	149.1009	328.71
K76	14	138.6567	305.69
K77	13	151.5373	334.08
K78	13	140.9084	310.65
K79	12	149.2608	329.07
K80	12	142.4453	314.04
K81	11	142.9112	315.07
K82	11	142.2558	313.62
K83	10	139.2838	307.07
K84	10	139.8725	308.37
K85	9	140.1767	309.04
K86	9	136.8006	301.60
K87	8	141.6803	312.35
K88	8	132.0306	291.08
K89	7	140.2005	309.09
K90	7	123.7003	272.71
K91	6	140.308	309.33
K92	6	113.4301	250.07
K93	5	136.1358	300.13
K94	5	106.7239	235.29
K95	4	133.0381	293.30
K96	4	104.3185	229.98
K73	3	123.6195	272.54
K74	3	99.8984	220.24

Tabla 101 Tipo de Disipador – Fuerza (KIP) en el Eje YD
Fuente: Propia

El disipador que presenta mayor fuerza axial de trabajo es el K55 del nivel 12 en el eje A con 188.63 Tnf a vencer.

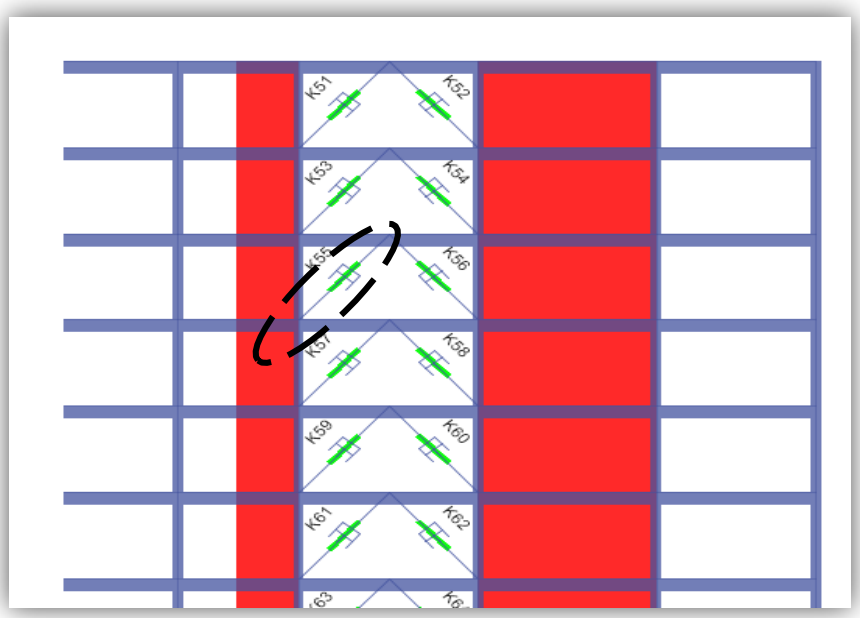


Figura 85 Disipador con Mayor Fuerza Axial en el Eje Y
Fuente: Propia

Se calcula la longitud del brazo descontando en su medida la longitud del disipador viscoso:

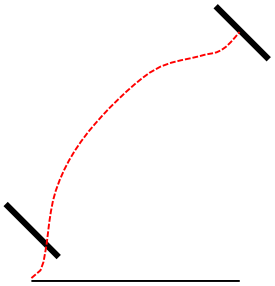
$$L_{total} = 5.17\ m$$
$$L_{brazo} = 5.17\ m - 1.44\ m$$
$$L_{brazo} = 3.73\ m \approx 146.85\ in$$

Se calcula el esfuerzo de pandeo crítico:

$$F_e = \frac{\pi^2 x\ 29000}{\left(\frac{146.85}{6.95}\right)^2} = 641.09\ KSI$$

$$F_e > 35\ KSI\ El\ perfil\ trabaja\ en\ el\ rango\ de\ pandeo\ inelástico$$

Los brazos metálicos no podrán trasladarse ni rotar, por ende, el pandeo se muestra de la siguiente manera:



$$K_{teórico} = 0.5$$

El valor K teórico es de 0.5, pero el valor realista recomendado para el diseño es de 0.65. En esta oportunidad se va asumir el caso más desfavorable cuando rota y se traslada tomando un valor de diseño de 2.10.

Si:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{rc} = (0.658^{\frac{F}{E}})\ x\ F_y$$

$$\frac{(2.10)(146.85)}{6.95} \leq 4.71\sqrt{\frac{29000}{35}}$$

$$44.37 \leq 135.58$$

Por lo tanto, se calcula el esfuerzo de pandeo por flexión en el perfil HSS con la siguiente formula:

$$F_{rc} = (0.658^{\frac{35}{641.09}})\ x35 = 34.21\ KSI$$

La resistencia nominal mediante el método LRFD será:

$$\emptyset P_n = \emptyset\ x\ F_{rc}\ \ x\ A$$

$$\emptyset P_n = 0.9\ x\ 34.21\ x\ 21.5 = 661.96\ KIPS \approx 300.260\ Tnf$$

La resistencia del perfil con el total de trabajo en fluencia será:

$$\emptyset T_n = \emptyset\ \ x\ F_y\ \ \ x\ A$$

$$\emptyset T_n = 0.9\ x\ 35\ x\ 21.5 = 677.25\ KIPS \approx 307.195\ Tnf$$

Se comprueba si cumple:

$$\emptyset P_n = 300.260\ Tnf > 188.63\ Tnf\ (\boldsymbol{OK})$$
$$\emptyset T_n = 307.195\ Tnf > 188.63\ Tnf\ (\boldsymbol{OK})$$

4.7.3. Diseño de viga de acero

Para proceder al diseño de la viga de acero se tomará el pórtico más esforzado ya sea en X e Y, donde la diferencia de fuerzas axiales sea la mayor, creando una mayor resultante ya que el diseño será estándar para todos los pórticos con disipadores.

Del ítem anterior de diseño de los brazos metálicos mediante sismo máximo esperado, se procede a determinar la diferencia de cada par de dispositivos por pórtico y niveles.

La viga de acero tendrá un F_y=42 Ksi y las características se extraerán de las tablas del manual AISC Steel Construction 13th.

- **PARA X**

DISIPADOR	NIVEL	Δ (Tnf)
K27	14	34.69
K28		
K29	13	35.89
K30		
K31	12	33.81
K32		
K33	11	28.14
K34		
K35	10	21.03
K36		
K37	9	19.12
K38		
K39	8	18.11
K40		
K41	7	15.31
K42		
K43	6	16.39
K44		
K45	5	18.20
K46		
K47	4	23.53
K48		
K25	3	31.86
K26		

Tabla N° 102 Diseño de Vigas de Acero en X2
Fuente: AISC Steel Construction 13th

DISIPADOR	NIVEL	Δ (Tnf)
K99	14	22.39
K100		
K101	13	22.78
K102		
K103	12	24.74
K104		
K105	11	24.31
K106		
K107	10	23.25
K108		
K109	9	21.65
K110		
K111	8	22.77
K112		
K113	7	23.61
K114		
K115	6	23.66
K116		
K117	5	27.19
K118		
K119	4	28.79
K120		
K97	3	31.18
K98		

Tabla N° 103 Diseño de Vigas de Acero en X5
Fuente: AISC Steel Construction 13th

De las variaciones (Δ) entre fuerzas axiales producidas en todos los disipadores acoplados a la edificación en el eje X, se puede apreciar que la mayor variación ocurre en los disipadores K29 y K30 correspondiente al nivel 13 con 35.89 Tnf.

El trabajo y la deformada se muestran en la siguiente imagen:

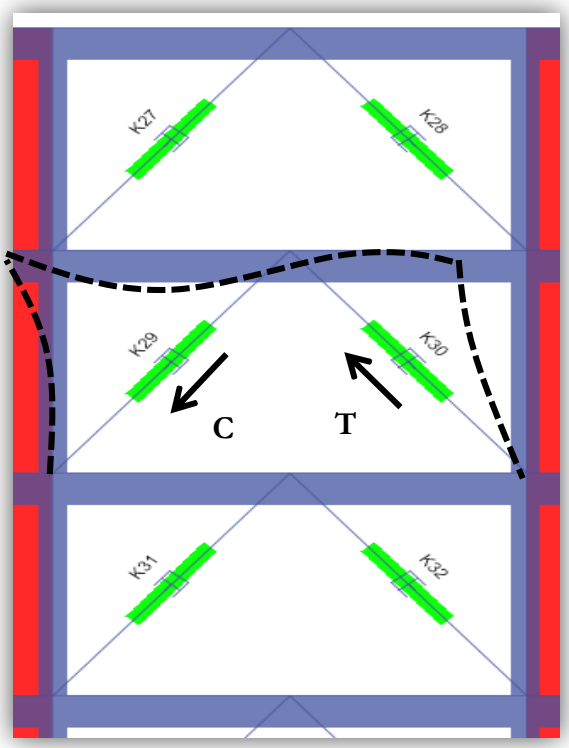
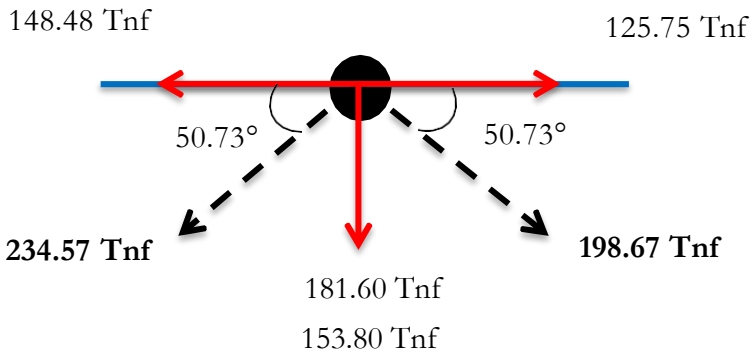


Figura 86 Trabajo y la Deformada
Fuente: Propia

El esfuerzo de compresión es de – 234.57 Tnf y de tracción 198.67 Tnf, cabe indicar que ambos trabajaran tanto a tracción como a compresión en distintos intervalos de tiempo.

Se inicia realizando un diagrama de cuerpo libre de la viga de acero:

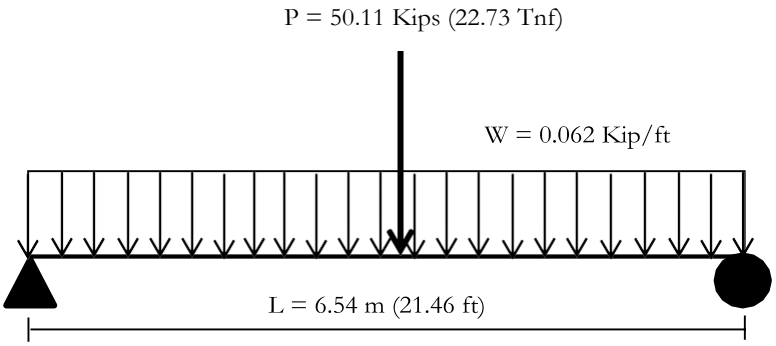


$$F_{centroidal} = 148.48 - 125.75$$

$$F_{centroidal} = 22.73\ Tnf$$

La viga de acero tendrá que ser diseñada para soportar la carga puntual de 22.73 Tnf a causa del trabajo de los disipadores y además su propio peso.

La viga de acero tendrá un peso 0.062 Kip/ft, se trabaja como una viga simple apoyada y su grafico de cargas se muestra a continuación:



Teniendo definido la carga distribuida producto del peso propio de la viga y la carga puntual debido a la fuerza generada por los disipadores, se procede a factorar las cargas:

$$W_u = 0.062\ x\ 1.4 = 0.0868\ Kip/ft$$

$$Pu = 50.11\ x\ 1.4 = 70.154\ Kips$$

- **Cálculo del cortante y momento ultimo**

La cortante por superposición de fuerzas tanto de carga distribuida como de carga puntual en la viga de acero simplemente apoyada será:

$$V_{max} = \frac{P_u}{2} + \frac{W_u L}{2}$$

$$V_{max} = \frac{70.154}{2} + \frac{(0.0868)(21.46)}{2}$$

$$V_{max} = 36.01\ Kips$$

De igual manera se calcula el momento por superposición de esfuerzos:

$$M_{max} = \frac{P_u L}{4} + \frac{W_u L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{(70.154)(21.46)}{4} + \frac{(0.0868\ )(21.46)^2}{8}$$

$$M_{max} = 381.37\ Kip.ft$$

- **Sección de prueba**

Se asumirá para el diseño una sección de perfil de viga compacta en donde L_b es menor al L_p, siendo su capacidad resistente a la flexión el momento plástico con respecto a su eje mayor Mp.

Para esta condición tenemos:

$$\emptyset Mnx = \emptyset Mpx = \emptyset FyZx \geq Mu$$

Despejando Z_{req}

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\emptyset Fy}$$

$$Zx_{req} = \frac{381.37\ x\ 12}{(0.9)(42)}$$

$$Zx_{req} = 121.07\ in^3$$

Con el previo valor calculado se ingresa a la siguiente tabla de diseño AISC de miembro a flexión y extraemos la sección de prueba.

Z_x

Table 3–2 (continued)
W Shapes
Selection by Z_x

F_y = 50 ksi

Shape	Z_x	M_{px}/Ω_b	$\phi_b M_{px}$	M_{rx}/Ω_b	$\phi_b M_{rx}$	BF		L_p	L_r	I_x	V_{nx}/Ω_v	$\phi_v V_{nx}$
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips				kips	kips
	in.^{3}	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ft	ft	in.^{4}	ASD	LRFD
W24×84	**224**	**559**	**840**	**342**	**515**	**16.2**	**24.3**	**6.89**	**20.3**	**2370**	**227**	**340**
W21×93	221	551	829	335	504	14.6	21.9	6.50	21.3	2070	251	376
W12×136	214	534	803	325	488	4.01	6.03	11.2	63.3	1240	212	318
W14×120	212	529	795	332	499	5.09	7.64	13.2	52.0	1380	171	256
W18×97	211	526	791	328	494	9.45	14.2	9.36	30.3	1750	199	298
W24×76	**200**	**499**	**750**	**307**	**462**	**15.0**	**22.5**	**6.78**	**19.6**	**2100**	**210**	**316**
W16×100	198	494	743	306	459	7.90	11.9	8.87	32.7	1490	199	298
W21×83	196	489	735	299	449	13.8	20.8	6.46	20.2	1830	221	331
W14×109	192	479	720	302	454	5.02	7.54	13.2	48.4	1240	150	226
W18×86	186	464	698	290	436	9.04	13.6	9.29	28.5	1070	177	265
W12×120	186	464	698	285	428	3.95	5.93	11.1	56.5	1530	186	279
W24×68	**177**	**442**	**664**	**269**	**404**	**14.1**	**21.2**	**6.61**	**18.8**	**1830**	**197**	**295**
W16×89	175	437	656	271	407	7.74	11.6	8.80	30.2	1300	176	264
W14×99[f]	173	430	646	274	412	4.89	7.35	13.5	45.3	1110	137	206
W21×73	172	429	645	264	396	12.9	19.4	6.39	19.2	1600	193	290
W12×106	164	409	615	253	381	3.93	5.90	11.0	50.7	933	157	236
W18×76	163	407	611	255	383	8.49	12.8	9.22	27.1	1330	155	232
W21×68	**160**	**399**	**600**	**245**	**368**	**12.5**	**18.8**	**6.36**	**18.7**	**1480**	**182**	**273**
W14×90[f]	157	382	573	250	375	4.80	7.22	15.2	42.6	999	123	185
W24x62	**153**	**382**	**574**	**229**	**344**	**16.0**	**24.1**	**4.87**	**14.4**	**1550**	**204**	**306**
W16×77	150	374	563	234	352	7.34	11.0	8.72	27.8	1110	150	225
W12×96	147	367	551	229	344	3.87	5.81	10.9	46.6	833	140	210
W10×112	147	367	551	220	331	2.68	4.02	9.47	64.3	716	172	257
W18×71	146	364	548	222	333	10.5	15.7	6.00	19.6	1170	183	274
W21×62	**144**	**359**	**540**	**222**	**333**	**11.6**	**17.4**	**6.25**	**18.1**	**1330**	**168**	**252**
W14×82	139	347	521	215	323	5.43	8.16	8.76	33.1	881	146	219

Figura 87 Dimensiones de Bazo Metálico
Fuente: AISC Steel Construction

Según los cálculos se necesita un $Z_X = 121.07\ in^3$, pero seguridad y arquitectura se tomará una sección de W18 x 71 con un $Z_X = 146\ in^3$

Extraemos de la tabla del AISC Steel construcción los valores $\emptyset Mp$, $\emptyset Mr$, Lp y Lr los cuales pertenecen al perfil seleccionado, teniendo así el diagrama de curva de resistencia básica.

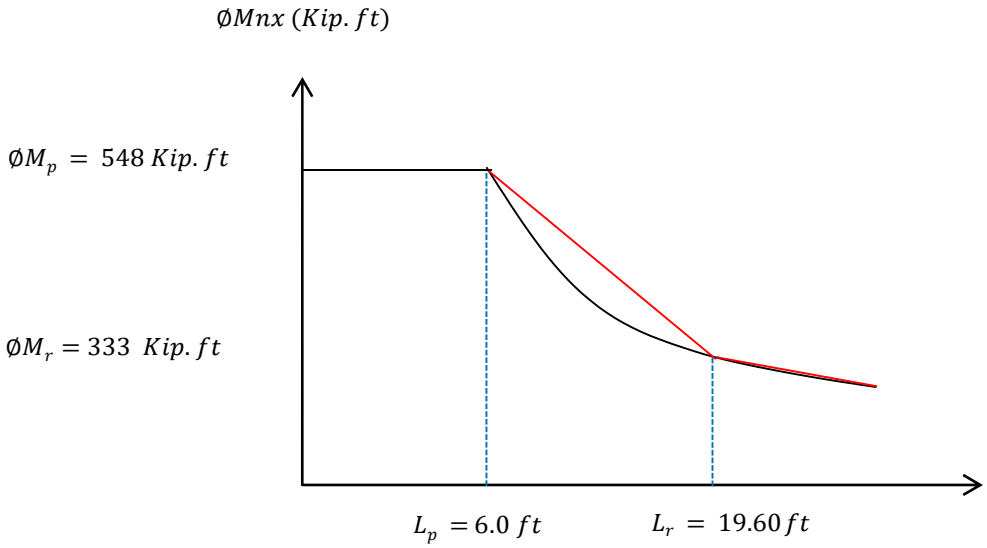
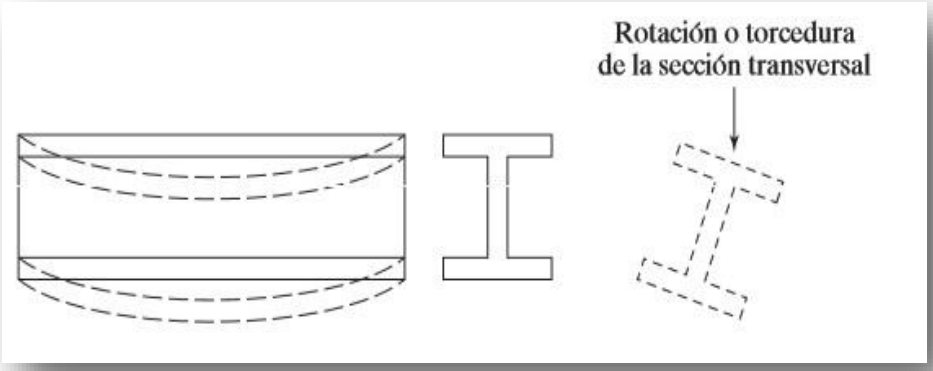


Figura 88 Curva de Resistencia Básica
Fuente: Propia

La viga de perfil metálico tiene apoyos simples en sus extremos y no posee riostras laterales, el valor de su distancia Lb = 21.46 ft, teniendo de los 3 casos de comportamiento de vigas de acero el siguiente:

$$Lb > Lr$$

Cuando Lb > Lr significa que la viga incursiona en la zona de comportamiento de pandeo elástico 3, este miembro puede fallar por pandeo de la parte de compresión de la sección transversal lateralmente respecto al eje más débil, con torcimiento de toda la sección transversal con respecto al eje longitudinal de la viga entre los puntos de soporte lateral. Esto ocurrirá, aunque la viga esté cargada de manera que supuestamente debería flexionarse respecto al eje fuerte. La viga se flexionará inicialmente respecto al eje fuerte hasta que se alcance un cierto momento crítico Mcr. En ese instante se pandeará lateralmente respecto a su eje débil. Conforme se flexiona lateralmente, la tensión en el otro patín tratará de mantener la viga recta. Como resultado, el pandeo de la viga será una combinación de una flexión lateral y una torcedura (o torsión) de la sección transversal de la viga.



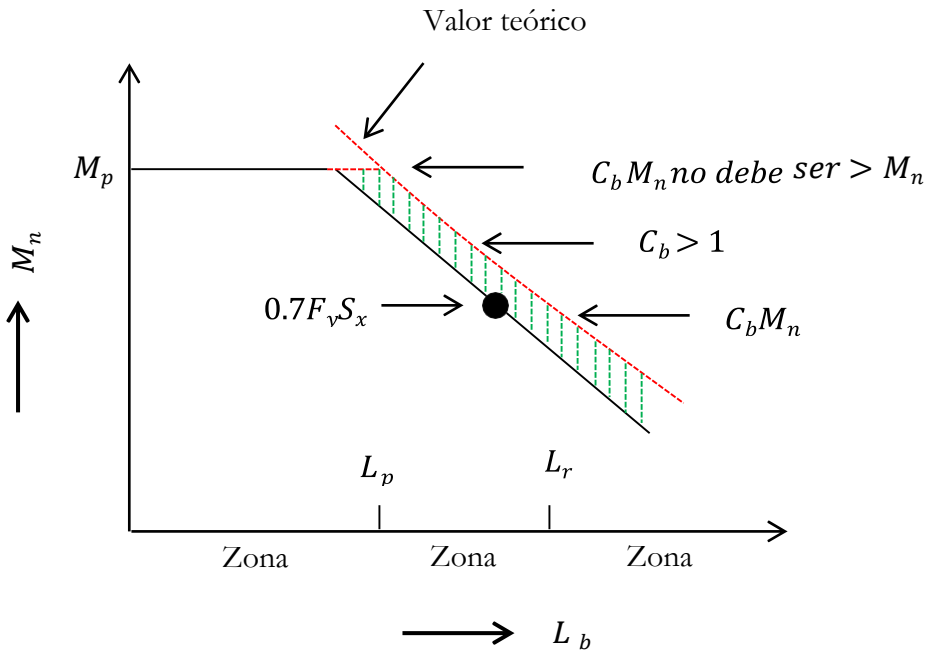
La sección de la viga se pandeará elásticamente antes de llegar a su esfuerzo de fluencia y por ende al fallo en cualquier parte de la sección.

Se procede a calcular el momento resistente de la viga, para evitar el fallo por pandeo en la zona elástica 3.

$$\emptyset Mnx = C_b[\emptyset\ Fcr\ Sx] < C_b[\emptyset F_y Z_x]$$

En primer lugar, se determina el valor de Cb el cual viene hacer el factor de modificación de pandeo torsional lateral para diagramas de momento, cuando ambos extremos del segmento sin soporte están arriostrados. Es un coeficiente de momentos que se incluye en las fórmulas para tomar en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo de torsión lateral. El pandeo lateral puede verse afectado considerablemente por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga de la viga de acero.

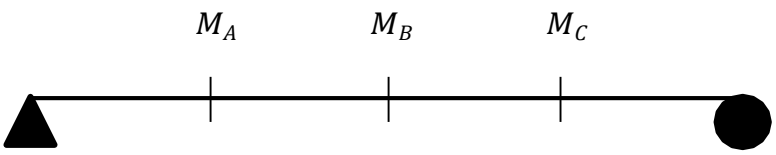
Las especificaciones del AISC proporciona coeficientes Cb o de momentos mayores a la unidad que deben multiplicarse por los valores calculados de Mn obteniéndose así mayores capacidades de momento



El valor de C_b para miembros de simetría simple en curvatura sencilla y todos los miembros de simetría doble se determina con la siguiente ecuación:

$$Cb = \frac{12.5M_{máx}}{2.5M_{máx} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3$$

Donde Mmáx es el momento más grande en un segmento no soportado de la viga, los valores MA, MB y MC son los momentos generados en los puntos 1/4, 1/2 y 3/4 de la viga.



5.37 ft

$$M_A = M_C = \frac{P_u \cdot X}{2} + \frac{3W_u L^2}{32}$$

10.73 ft

21.46 ft

$$M_A = M_C = \frac{(70.154)(5.37)}{2} + \frac{3(0.0868)(21.46^2)}{32}$$

$$M_A = M_C = 192.11\ Kip.ft$$

El momento en B ya se conoce, ya que viene hacer el momento máximo ya hallado anteriormente:

$$M_B = M_{máx} = 381.37\ Kip.ft$$

Teniendo ya los valores de los 3 momentos dados en la viga de acero, se procede a calcular el valor de C_b:

$$Cb = \frac{12.5(381.37)}{2.5(381.37) + 3(192.11) + 4(381.37) + 3(192.11)} \leq 3$$

$$C_b = 1.31 \leq 3 \quad \boldsymbol{OK}!!$$

Ahora se procede a calcular el esfuerzo de pandeo en la sección de la viga:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_{x\,o} h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Los valores que no se conoce de la formula predecesora, se extraen de la ta bla del Steel Construction 13th:

Table 1–1 (continued)
W Shapes
Properties

W21 – W18

Nominal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
lb/ft			in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.	in.	in.^{4}	in.^{6}
93	4.53	32.3	2070	192	8.70	221	92.9	22.1	1.84	34.7	2.24	20.7	6.03	9940
83	5.00	36.4	1830	171	8.67	196	81.4	19.5	1.83	30.5	2.21	20.6	4.34	8630
73	5.60	41.2	1600	151	8.64	172	70.6	17.0	1.81	26.6	2.19	20.5	3.02	7410
68	6.04	43.6	1480	140	8.60	160	64.7	15.7	1.80	24.4	2.17	20.4	2.45	6760
62	6.70	46.9	1330	127	8.54	144	57.5	14.0	1.77	21.7	2.15	20.4	1.83	5960
55	7.87	50.0	1140	110	8.40	126	48.4	11.8	1.73	18.4	2.11	20.3	1.24	4980
48	9.47	53.6	959	93.0	8.24	107	38.7	9.52	1.66	14.9	2.05	20.2	0.803	3950
57	5.04	46.3	1170	111	8.36	129	30.6	9.35	1.35	14.8	1.68	20.4	1.77	3190
50	6.10	49.4	984	94.5	8.18	110	24.9	7.64	1.30	12.2	1.64	20.3	1.14	2570
44	7.22	53.6	843	81.6	8.06	95.4	20.7	6.37	1.26	10.2	1.60	20.2	0.770	2110
311	2.19	10.4	6970	624	8.72	754	795	132	2.95	207	3.53	19.6	176	76200
283	2.38	11.3	6170	565	8.61	676	704	118	2.91	185	3.47	19.4	134	65900
258	2.56	12.5	5510	514	8.53	611	628	107	2.88	166	3.42	19.2	103	57600
234	2.76	13.8	4900	466	8.44	549	558	95.8	2.85	149	3.37	19.0	78.7	50100
211	3.02	15.1	4330	419	8.35	490	493	85.3	2.82	132	3.32	18.8	58.6	43400
192	3.27	16.7	3870	380	8.28	442	440	76.8	2.79	119	3.28	18.6	44.7	38000
175	3.58	18.0	3450	344	8.20	398	391	68.8	2.76	106	3.24	18.5	33.8	33300
158	3.92	19.8	3060	310	8.12	356	347	61.4	2.74	94.8	3.20	18.3	25.2	29000
143	4.25	22.0	2750	282	8.09	322	311	55.5	2.72	85.4	3.17	18.2	19.2	25700
130	4.65	23.9	2460	256	8.03	290	278	49.9	2.70	76.7	3.13	18.1	14.5	22700
119	5.31	24.5	2190	231	7.90	262	253	44.9	2.69	69.1	3.13	17.9	10.6	20300
106	5.96	27.2	1910	204	7.84	230	220	39.4	2.66	60.5	3.10	17.8	7.48	17400
97	6.41	30.0	1750	188	7.82	211	201	36.1	2.65	55.3	3.08	17.7	5.86	15800
86	7.20	33.4	1530	166	7.77	186	175	31.6	2.63	48.4	3.05	17.6	4.10	13600
76	8.11	37.8	1330	146	7.73	163	152	27.6	2.61	42.2	3.02	17.5	2.83	11700
71	4.71	32.4	1170	127	7.50	146	60.3	15.8	1.70	24.7	2.05	17.7	3.49	4700
65	5.06	35.7	1070	117	7.49	133	54.8	14.4	1.69	22.5	2.03	17.6	2.73	4240
60	5.44	38.7	984	108	7.47	123	50.1	13.3	1.68	20.6	2.02	17.5	2.17	3850
55	5.98	41.1	890	98.3	7.41	112	44.9	11.9	1.67	18.5	2.00	17.5	1.66	3430

Figura 89 Propiedades de Viga
Fuente: AISC Steel Construction

$$F_{cr} = \frac{(1.31)\pi^2(29000)}{\left(\frac{21.46\,x\,12}{2.05}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\,\frac{3.49}{(127)(17.7)}\left(\frac{21.46\,x\,12^2}{2.05}\right)}$$

$$F_{cr} = 40.54\ Kip/in^2$$

Ahora se calcula el momento resistente de la viga de acero:

$$\emptyset Mnx = 1.31\left[\frac{0.9\ x\ 40.54\ x\ 127}{12}\right] \leq 1.31\left[\frac{0.9\ x\ 42\ x\ 146}{12}\right]$$

$$\emptyset Mnx = 505.85\ Kip.ft \leq 602.47\ Kip.ft\ \boldsymbol{OK}\ !!$$

Se verifica con éxito:

$$\emptyset Mnx\ (505.85\ Kip.ft) \geq Mmu\ (381.37\ Kip.ft)$$

Se verifica a continuación la cortante en la viga, el valor de la cortante resistente se extrae de la misma tabla 3 – 2 del AISC:

$$\emptyset V_{nx} = 274\ Kips$$

$$\emptyset(274\ Kips)\ \geq V_{máx}(36.01\ Kips)\ \boldsymbol{OK}!!$$

Las dimensiones del perfil metálico W 18 x 71 para la viga que forma el conjunto del sistema de protección sísmica, disposición Chevron Brace mejorado, se extraen de la siguiente tabla brindada por el AISC Steel construction 13th.

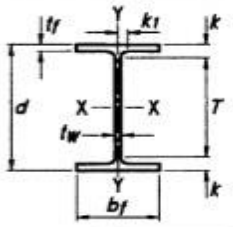


Table 1–1 (continued)
W Shapes
Dimensions

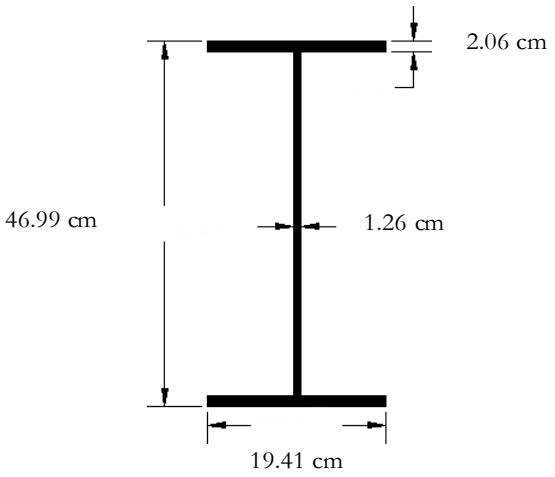
Shape	Area, A	Depth, d		Web Thickness, t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width, b_f		Flange Thickness, t_f		Distance k k_{des}	Distance k k_{det}	Distance k_1	Distance T	Workable Gage
	in.²	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.	in.	in.
W21×93	27.3	21.6	21 5/8	0.580	9/16	5/16	8.42	8 3/8	0.930	15/16	1.43	1 5/8	15/16	18 3/8	5 1/2
×83[c]	24.3	21.4	21 3/8	0.515	1/2	1/4	8.36	8 3/8	0.835	13/16	1.34	1 1/2	7/8		
×73[c]	21.5	21.2	21 1/4	0.455	7/16	1/4	8.30	8 1/4	0.740	3/4	1.24	1 7/16	7/8		
×68[c]	20.0	21.1	21 1/8	0.430	7/16	1/4	8.27	8 1/4	0.685	11/16	1.19	1 3/8	7/8		
×62[c]	18.3	21.0	21	0.400	3/8	3/16	8.24	8 1/4	0.615	5/8	1.12	1 5/16	13/16		
×55[c]	16.2	20.8	20 3/4	0.375	3/8	3/16	8.22	8 1/4	0.522	1/2	1.02	1 3/16	13/16		
×48[c,f]	14.1	20.6	20 5/8	0.350	3/8	3/16	8.14	8 1/8	0.430	7/16	0.930	1 1/8	13/16		
W21×57[c]	16.7	21.1	21	0.405	3/8	3/16	6.56	6 1/2	0.650	5/8	1.15	1 5/16	13/16	18 3/8	3 1/2
×50[c]	14.7	20.8	20 7/8	0.380	3/8	3/16	6.53	6 1/2	0.535	9/16	1.04	1 1/4	13/16		
×44[c]	13.0	20.7	20 5/8	0.350	3/8	3/16	6.50	6 1/2	0.450	7/16	0.950	1 1/8	13/16		
W18×311[h]	91.6	22.3	22 3/8	1.52	1 1/2	3/4	12.0	12	2.74	2 3/4	3.24	3 7/16	1 3/8	15 1/2	5 1/2
×283[h]	83.3	21.9	21 7/8	1.40	1 3/8	11/16	11.9	11 7/8	2.50	2 1/2	3.00	3 3/16	1 5/16		
×258[h]	75.9	21.5	21 1/2	1.28	1 1/4	5/8	11.8	11 3/4	2.30	2 5/16	2.70	3	1 1/4		
×234[h]	68.8	21.1	21	1.16	1 3/16	5/8	11.7	11 5/8	2.11	2 1/8	2.51	2 3/4	1 3/16		
×211	62.1	20.7	20 5/8	1.06	1 1/16	9/16	11.6	11 1/2	1.91	1 15/16	2.31	2 9/16	1 3/16		
×192	56.4	20.4	20 3/8	0.960	15/16	1/2	11.5	11 1/2	1.75	1 3/4	2.15	2 7/16	1 1/8		
×175	51.3	20.0	20	0.890	7/8	7/16	11.4	11 3/8	1.59	1 9/16	1.99	2 7/16	1 1/4	15 1/8	
×158	46.3	19.7	19 3/4	0.810	13/16	7/16	11.3	11 1/4	1.44	1 7/16	1.84	2 3/8	1 1/4		
×143	42.1	19.5	19 1/2	0.730	3/4	3/8	11.2	11 1/4	1.32	1 5/16	1.72	2 3/16	1 3/16		
×130	38.2	19.3	19 1/4	0.670	11/16	3/8	11.2	11 1/8	1.20	1 3/16	1.60	2 1/16	1 3/16		
×119	35.1	19.0	19	0.655	5/8	5/16	11.3	11 1/4	1.06	1 1/16	1.46	1 15/16	1 3/16		
×106	31.1	18.7	18 3/4	0.590	9/16	5/16	11.2	11 1/4	0.940	15/16	1.34	1 13/16	1 1/8		
×97	28.5	18.6	18 5/8	0.535	9/16	5/16	11.1	11 1/8	0.870	7/8	1.27	1 3/4	1 1/8		
×86	25.3	18.4	18 3/8	0.480	1/2	1/4	11.1	11 1/8	0.770	3/4	1.17	1 5/8	1 1/16		
×76[c]	22.3	18.2	18 1/4	0.425	7/16	1/4	11.0	11	0.680	11/16	1.08	1 9/16	1 1/16		
W18×71	20.8	18.5	18 1/2	0.495	1/2	1/4	7.64	7 5/8	0.810	13/16	1.21	1 1/2	7/8	15 1/2	3 1/2[g]
×65	19.1	18.4	18 3/8	0.450	7/16	1/4	7.59	7 5/8	0.750	3/4	1.15	1 7/16	7/8		

Figura 90 Dimensiones e Viga
Fuente: AISC Steel Construction

Sección	Unidades	Profundidad (d)	Espesor del Nervio (tw)	Alas		Área (in2)	Peso Nominal(lb/ft)
				Ancho (bf)	Espesor (tf)		
W 18 x 71	in	18.5	0.495	7.64	0.810	20.8	62
	cm	46.99	1.26	19.41	2.06		

Tabla 104 Dimensiones del Perfil Metálico X
Fuente: AISC Steel Construction 13th

Finalmente queda definido la sección de la viga con W18 x 71, cumpliendo con el momento y cortante resistente por encima del momento y cortante máximo actuante.



- **PARA Y**

DISIPADOR	NIVEL	Δ (Tnf)
K51	14	18.32
K52		
K53	13	19.25
K54		
K55	12	24.30
K56		
K57	11	33.58
K58		
K59	10	30.93
K60		
K61	9	27.90
K62		
K63	8	23.73
K64		
K65	7	18.47
K66		
K67	6	6.30
K68		
K69	5	4.34
K70		
K71	4	13.70
K72		
K49	3	22.79
K50		

Tabla N° 105 Diseño de Vigas de Acero en YA
Fuente: AISC Steel Construction 13th

DISIPADOR	NIVEL	Δ (Tnf)
K75	14	10.44
K76		
K77	13	10.63
K78		
K79	12	6.82
K80		
K81	11	0.66
K82		
K83	10	0.59
K84		
K85	9	3.38
K86		
K87	8	9.65
K88		
K89	7	16.50
K90		
K91	6	26.88
K92		
K93	5	29.41
K94		
K95	4	28.72
K96		
K73	3	23.72
K74		

Tabla N° 106 Diseño de Vigas de Acero en YD
Fuente: AISC Steel Construction 13th

De las variaciones (Δ) entre fuerzas axiales producidas en todos los disipadores acoplados a la edificación en el eje Y, se puede apreciar que la mayor variación ocurre en los disipadores K 57 y K58 correspondiente al nivel 11 con 33.58 Tnf.

El trabajo y la deformada se muestran en la siguiente imagen:

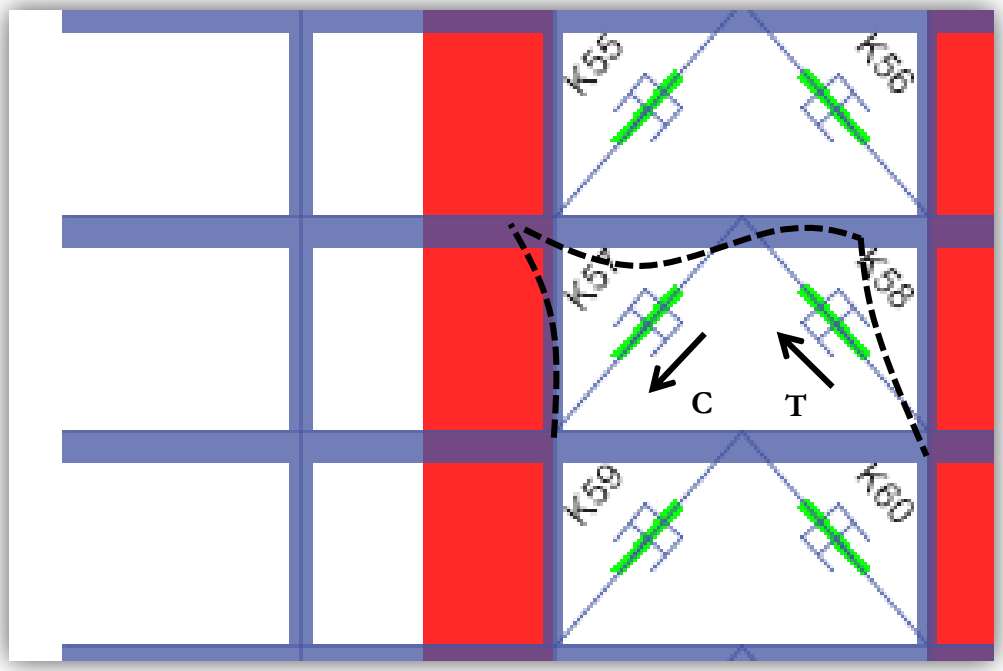
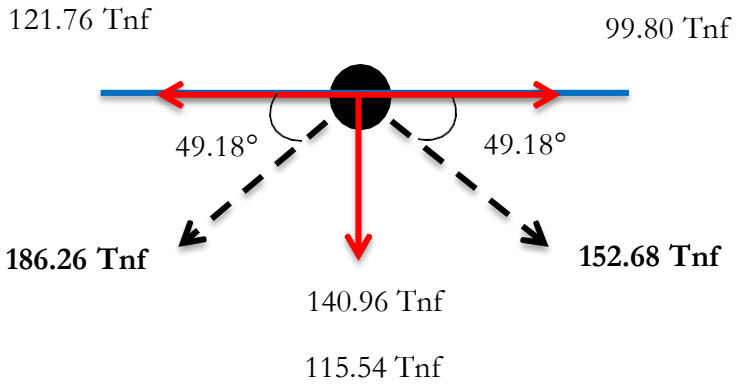


Figura 91 Trabajo y Deformada en Y
Fuente: Propia

El esfuerzo de compresión es de – 186.26 Tnf y de tracción 152.68 Tnf, cabe indicar que ambos trabajaran tanto a tracción como a compresión en distintos intervalos de tiempo.

Se inicia realizando un diagrama de cuerpo libre de la viga de acero:

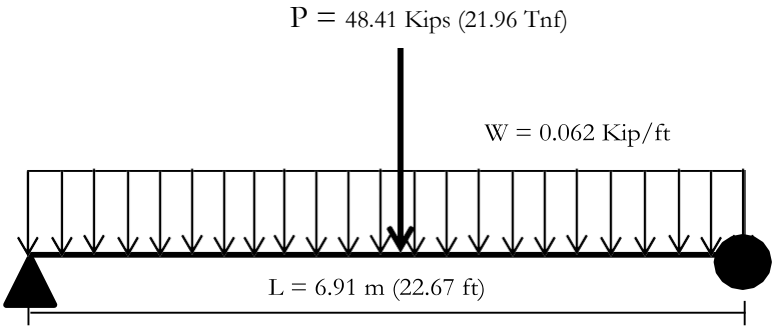


$$F_{centroidal} = 121.76 - 99.80$$

$$F_{centroidal} = 21.96\ Tnf$$

La viga de acero tendrá que ser diseñada para soportar la carga puntual de 21.96 Tnf a causa del trabajo de los disipadores y además su propio peso.

La viga de acero tendrá un peso 0.062 Kip/ft, se trabaja como una viga simple apoyada y su grafico de cargas se muestra a continuación:



Teniendo definido la carga distribuida producto del peso propio de la viga y la carga puntual debido a la fuerza generada por los disipadores, se procede a factorar las cargas:

$$W_u = 0.062\ x\ 1.4 = 0.0868\ Kip/ft$$

$$Pu = 48.41\ x\ 1.4 = 67.77\ Kips$$

- **Cálculo del cortante y momento ultimo**

La cortante por superposición de fuerzas tanto de carga distribuida como de carga puntual en la viga de acero simplemente apoyada será:

$$V_{max} = \frac{P_u}{2} + \frac{W_u L}{2}$$

$$V_{max} = \frac{67.77}{2} + \frac{(0.0868)(22.67)}{2}$$

$$V_{max} = 34.87\ Kips$$

De igual manera se calcula el momento por superposición de esfuerzos:

$$M_{max} = \frac{P_u L}{4} + \frac{W_u L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{(67.77)(22.67)}{4} + \frac{(0.0868)(22.67)^2}{8}$$

$$M_{max} = 389.66\ Kip.ft$$

- **Sección de prueba**

Se asumirá para el diseño una sección de perfil de viga compacta en donde L_b es menor al L_p, siendo su capacidad resistente a la flexión el momento plástico con respecto a su eje mayor M_p.

Para esta condición tenemos:

$$\emptyset Mny = \emptyset Mpx = \emptyset FyZx \geq Mu$$

Despejando Z_{req}

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\emptyset Fy}$$

$$Zx_{req} = \frac{389.66\ x\ 12}{(0.9)(42)}$$

$$Zx_{req} = 123.70\ in^3$$

Con el previo valor calculado se ingresa a la siguiente tabla de diseño AISC de miembro a flexión y extraemos la sección de prueba.

Z_x

Table 3–2 (continued)
W Shapes
Selection by Z_x

F_y = 50 ksi

Shape	Z_x	M_{px}/Ω_b	$\phi_b M_{px}$	M_{rx}/Ω_b	$\phi_b M_{rx}$	BF		L_p	L_r	I_x	V_{nx}/Ω_v	$\phi_v V_{nx}$
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips				kips	kips
	in.^{3}	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ft	ft	in.^{4}	ASD	LRFD
W24×84	**224**	**559**	**840**	**342**	**515**	**16.2**	**24.3**	**6.89**	**20.3**	**2370**	**227**	**340**
W21×93	221	551	829	335	504	14.6	21.9	6.50	21.3	2070	251	376
W12×136	214	534	803	325	488	4.01	6.03	11.2	63.3	1240	212	318
W14×120	212	529	795	332	499	5.09	7.64	13.2	52.0	1380	171	256
W18×97	211	526	791	328	494	9.45	14.2	9.36	30.3	1750	199	298
W24×76	**200**	**499**	**750**	**307**	**462**	**15.0**	**22.5**	**6.78**	**19.6**	**2100**	**210**	**316**
W16×100	198	494	743	306	459	7.90	11.9	8.87	32.7	1490	199	298
W21×83	196	489	735	299	449	13.8	20.8	6.46	20.2	1830	221	331
W14×109	192	479	720	302	454	5.02	7.54	13.2	48.4	1240	150	226
W18×86	186	464	698	290	436	9.04	13.6	9.29	28.5	1070	177	265
W12×120	186	464	698	285	428	3.95	5.93	11.1	56.5	1530	186	279
W24×68	**177**	**442**	**664**	**269**	**404**	**14.1**	**21.2**	**6.61**	**18.8**	**1830**	**197**	**295**
W16×89	175	437	656	271	407	7.74	11.6	8.80	30.2	1300	176	264
W14×99[f]	173	430	646	274	412	4.89	7.35	13.5	45.3	1110	137	206
W21×73	172	429	645	264	396	12.9	19.4	6.39	19.2	1600	193	290
W12×106	164	409	615	253	381	3.93	5.90	11.0	50.7	933	157	236
W18×76	163	407	611	255	383	8.49	12.8	9.22	27.1	1330	155	232
W21×68	**160**	**399**	**600**	**245**	**368**	**12.5**	**18.8**	**6.36**	**18.7**	**1480**	**182**	**273**
W14×90[f]	157	382	573	250	375	4.80	7.22	15.2	42.6	999	123	185
W24x62	**153**	**382**	**574**	**229**	**344**	**16.0**	**24.1**	**4.87**	**14.4**	**1550**	**204**	**306**
W16×77	150	374	563	234	352	7.34	11.0	8.72	27.8	1110	150	225
W12×96	147	367	551	229	344	3.87	5.81	10.9	46.6	833	140	210
W10×112	147	367	551	220	331	2.68	4.02	9.47	64.3	716	172	257
W18×71	146	364	548	222	333	10.5	15.7	6.00	19.6	1170	183	274
W21×62	**144**	**359**	**540**	**222**	**333**	**11.6**	**17.4**	**6.25**	**18.1**	**1330**	**168**	**252**
W14×82	139	347	521	215	323	5.43	8.16	8.76	33.1	881	146	219

Figura 92 Dimensiones del Brazo Metálico
Fuente: AISC Steel Construction

Según los cálculos se necesita un $Z_X = 123.70\ in^3$, pero seguridad y arquitectura se tomará al igual que para el eje X una sección de W18 x 71 con un $Z_X = 146\ in^3$

Extraemos de la tabla del AISC Steel construction los valores $\emptyset Mp$, $\emptyset Mr$, Lp y Lr los cuales pertenecen al perfil seleccionado, teniendo así el diagrama de curva de resistencia básica.

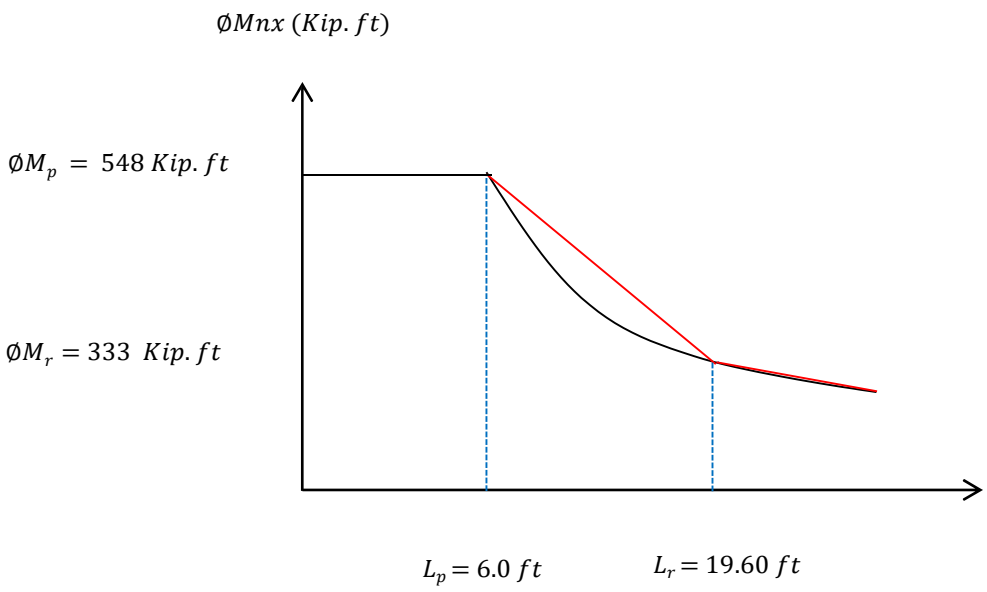
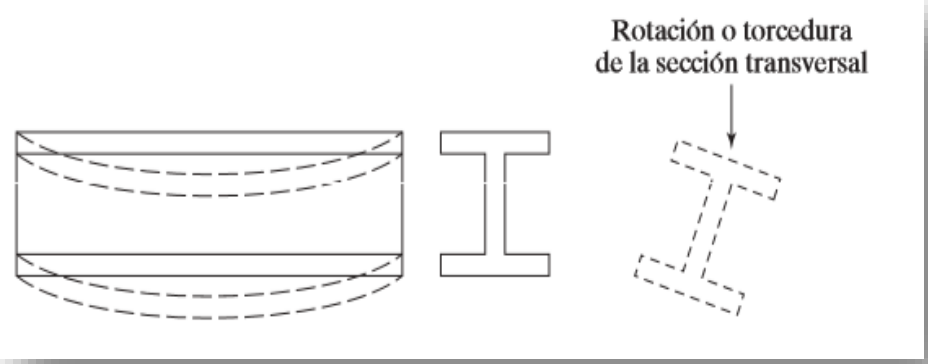


Figura 92 Curva de Resistencia Básica
Fuente: Propia

La viga de perfil metálico tiene apoyos simples en sus extremos y no posee riostras laterales, el valor de su distancia Lb = 22.67 ft, teniendo de los 3 casos de comportamiento de vigas de acero el siguiente:

$$Lb > Lr$$

Cuando Lb > Lr significa que la viga incursiona en la zona de comportamiento de pandeo elástico 3, este miembro puede fallar por pandeo de la parte de compresión de la sección transversal lateralmente respecto al eje más débil, con torcimiento de toda la sección transversal con respecto al eje longitudinal de la viga entre los puntos de soporte lateral. Esto ocurrirá, aunque la viga esté cargada de manera que supuestamente debería flexionarse respecto al eje fuerte. La viga se flexionará inicialmente respecto al eje fuerte hasta que se alcance un cierto momento crítico Mcr. En ese instante se pandeará lateralmente respecto a su eje débil. Conforme se flexiona lateralmente, la tensión en el otro patín tratará de mantener la viga recta. Como resultado, el pandeo de la viga será una combinación de una flexión lateral y una torcedura (o torsión) de la sección transversal de la viga.



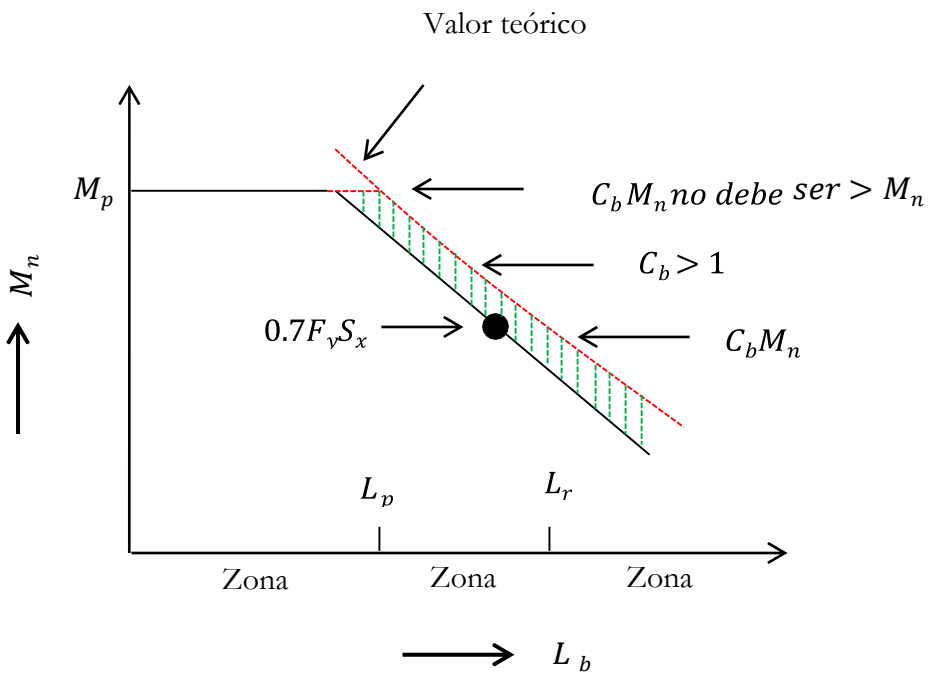
La sección de la viga se pandeará elásticamente antes de llegar a su esfuerzo de fluencia y por ende al fallo en cualquier parte de la sección.

Se procede a calcular el momento resistente de la viga, para evitar el fallo por pandeo en la zona elástica 3.

$$\emptyset Mny = C_b[\emptyset\ Fcr\ Sx] < C_b[\emptyset F_y Z_x]$$

En primer lugar, se determina el valor de C_b el cual viene hacer el factor de modificación de pandeo torsional lateral para diagramas de momento, cuando ambos extremos del segmento sin soporte están arriostrados. Es un coeficiente de momentos que se incluye en las fórmulas para tomar en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo de torsión lateral. El pandeo lateral puede verse afectado considerablemente por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga de la viga de acero.

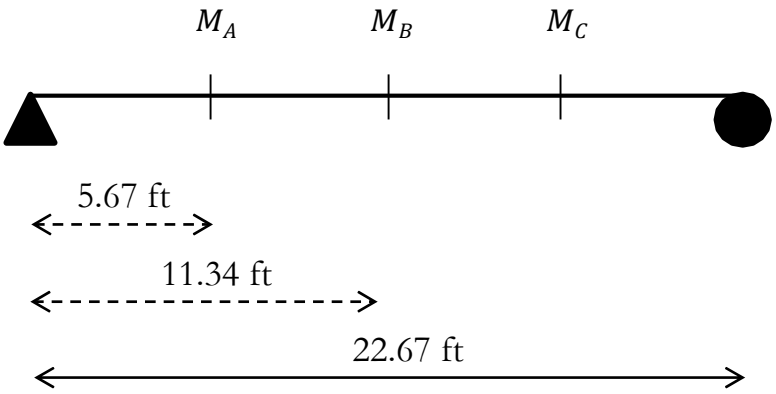
Las especificaciones del AISC proporcionan coeficientes C_b o de momentos mayores a la unidad que deben multiplicarse por los valores calculados de M_n obteniéndose así mayores capacidades de momento



El valor de C_b para miembros de simetría simple en curvatura sencilla y todos los miembros de simetría doble se determina con la siguiente ecuación:

$$Cb = \frac{12.5M_{máx}}{2.5M_{máx} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3$$

Donde Mmáx. es el momento más grande en un segmento no soportado de la viga, los valores MA, MB y MC son los momentos generados en los puntos 1/4, 1/2 y 3/4 de la viga.



$$M_A = M_C = \frac{P_u X}{2} + \frac{3W_u L^2}{32}$$

$$M_A = M_C = \frac{(67.77)(5.67)}{2} + \frac{3(0.0868)(22.67^2)}{32}$$

$$M_A = M_C = 196.31\ Kip.ft$$

El momento en B ya se conoce, ya que viene hacer el momento máximo ya hallado anteriormente:

$$M_B = M_{máx} = 389.66\ Kip.ft$$

Teniendo ya los valores de los 3 momentos dados en la viga de acero, se procede a calcular el valor de C_b :

$$Cb = \frac{12.5(389.66)}{2.5(389.66) + 3(196.31) + 4(389.66) + 3(196.31)} \leq 3$$

$$C_b = 1.31 \leq 3\ \boldsymbol{OK}!!$$

Ahora se procede a calcular el esfuerzo de pandeo en la sección de la viga:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_{xo} h_{ts}} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Los valores que no se conoce de la formula predecesora, se extraen de la tabla del Steel Construction 13th:

Table 1–1 (continued)
W Shapes
Properties

W21 – W18

Nominal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
lb/ft			in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.	in.	in.^{4}	in.^{6}
93	4.53	32.3	2070	192	8.70	221	92.9	22.1	1.84	34.7	2.24	20.7	6.03	9940
83	5.00	36.4	1830	171	8.67	196	81.4	19.5	1.83	30.5	2.21	20.6	4.34	8630
73	5.60	41.2	1600	151	8.64	172	70.6	17.0	1.81	26.6	2.19	20.5	3.02	7410
68	6.04	43.6	1480	140	8.60	160	64.7	15.7	1.80	24.4	2.17	20.4	2.45	6760
62	6.70	46.9	1330	127	8.54	144	57.5	14.0	1.77	21.7	2.15	20.4	1.83	5960
55	7.87	50.0	1140	110	8.40	126	48.4	11.8	1.73	18.4	2.11	20.3	1.24	4980
48	9.47	53.6	959	93.0	8.24	107	38.7	9.52	1.66	14.9	2.05	20.2	0.803	3950
57	5.04	46.3	1170	111	8.36	129	30.6	9.35	1.35	14.8	1.68	20.4	1.77	3190
50	6.10	49.4	984	94.5	8.18	110	24.9	7.64	1.30	12.2	1.64	20.3	1.14	2570
44	7.22	53.6	843	81.6	8.06	95.4	20.7	6.37	1.26	10.2	1.60	20.2	0.770	2110
311	2.19	10.4	6970	624	8.72	754	795	132	2.95	207	3.53	19.6	176	76200
283	2.38	11.3	6170	565	8.61	676	704	118	2.91	185	3.47	19.4	134	65900
258	2.56	12.5	5510	514	8.53	611	628	107	2.88	166	3.42	19.2	103	57600
234	2.76	13.8	4900	466	8.44	549	558	95.8	2.85	149	3.37	19.0	78.7	50100
211	3.02	15.1	4330	419	8.35	490	493	85.3	2.82	132	3.32	18.8	58.6	43400
192	3.27	16.7	3870	380	8.28	442	440	76.8	2.79	119	3.28	18.6	44.7	38000
175	3.58	18.0	3450	344	8.20	398	391	68.8	2.76	106	3.24	18.5	33.8	33300
158	3.92	19.8	3060	310	8.12	356	347	61.4	2.74	94.8	3.20	18.3	25.2	29000
143	4.25	22.0	2750	282	8.09	322	311	55.5	2.72	85.4	3.17	18.2	19.2	25700
130	4.65	23.9	2460	256	8.03	290	278	49.9	2.70	76.7	3.13	18.1	14.5	22700
119	5.31	24.5	2190	231	7.90	262	253	44.9	2.69	69.1	3.13	17.9	10.6	20300
106	5.96	27.2	1910	204	7.84	230	220	39.4	2.66	60.5	3.10	17.8	7.48	17400
97	6.41	30.0	1750	188	7.82	211	201	36.1	2.65	55.3	3.08	17.7	5.86	15800
86	7.20	33.4	1530	166	7.77	186	175	31.6	2.63	48.4	3.05	17.6	4.10	13600
76	8.11	37.8	1330	146	7.73	163	152	27.6	2.61	42.2	3.02	17.5	2.83	11700
71	4.71	32.4	1170	127	7.50	146	60.3	15.8	1.70	24.7	2.05	17.7	3.49	4700
65	5.06	35.7	1070	117	7.49	133	54.8	14.4	1.69	22.5	2.03	17.6	2.73	4240
60	5.44	38.7	984	108	7.47	123	50.1	13.3	1.68	20.6	2.02	17.5	2.17	3850
55	5.98	41.1	890	98.3	7.41	112	44.9	11.9	1.67	18.5	2.00	17.5	1.66	3430

Figura 93 Propiedades de Viga
Fuente: AISC Steel Construction

$$F_{cr} = \frac{(1.31)\pi^2(29000)}{\left(\frac{22.67\ x\ 12}{2.05}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\ \frac{3.49}{(127)(17.7)}\left(\frac{22.67\ x\ 12^2}{2.05}\right)}$$

$$F_{cr} = 37.68\ Kip/in^2$$

Ahora se calcula el momento resistente de la viga de acero:

$$\emptyset Mny = 1.31\ [\frac{0.9\ x\ 37.68\ x\ 127}{12}] \leq 1.31\ [\frac{0.9\ x\ 42\ x\ 146}{12}]$$

$$\emptyset Mny = 470.16\ Kip.ft \leq 602.47\ Kip.ft\ \boldsymbol{OK}\ !!$$

Se verifica con éxito:

$$\emptyset Mny\ (470.16\ Kip.ft) \geq Mmu\ (389.66\ Kip.ft)$$

Se verifica a continuación la cortante en la viga, el valor de la cortante resistente se extrae de la misma tabla 3 – 2 del AISC:

$$\emptyset V_{ny} = 274\ Kips$$

$$\emptyset V_{ny}\ (274\ Kips) \geq V_{máx}\ (34.87\ Kips)\ \boldsymbol{OK}!!$$

Las dimensiones del perfil metálico W18 x 71 para la viga que forma el conjunto del sistema de protección sísmica, disposición Chevron Brace mejorado, se extraen de la siguiente tabla brindada por el AISC Steel construction 13th.

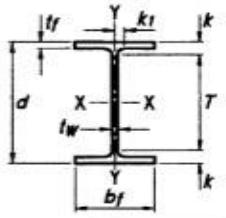


Table 1–1 (continued)
W Shapes
Dimensions

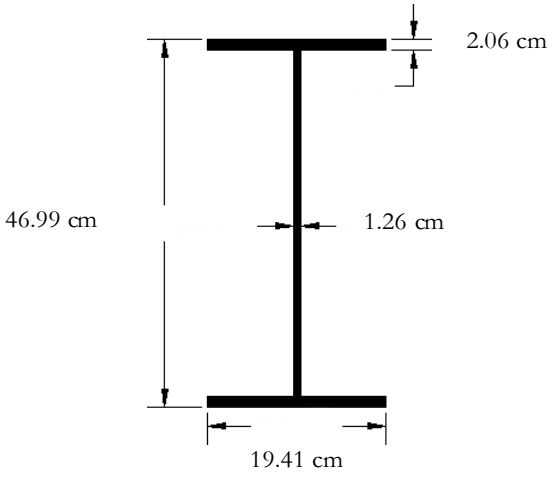
Shape	Area, A	Depth, d		Web Thickness, t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width, b_f		Flange Thickness, t_f		Distance k k_{des}	Distance k k_{det}	Distance k_1	Distance T	Distance Workable Gage
	in.²	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.	in.	in.
W21×93	27.3	21.6	21 5/8	0.580	9/16	5/16	8.42	8 3/8	0.930	15/16	1.43	1 5/8	15/16	18 3/8	5 1/2
×83[c]	24.3	21.4	21 3/8	0.515	1/2	1/4	8.36	8 3/8	0.835	13/16	1.34	1 1/2	7/8	↓	↓
×73[c]	21.5	21.2	21 1/4	0.455	7/16	1/4	8.30	8 1/4	0.740	3/4	1.24	1 7/16	7/8	↓	↓
×68[c]	20.0	21.1	21 1/8	0.430	7/16	1/4	8.27	8 1/4	0.685	11/16	1.19	1 3/8	7/8	↓	↓
×62[c]	18.3	21.0	21	0.400	3/8	3/16	8.24	8 1/4	0.615	5/8	1.12	1 5/16	13/16	↓	↓
×55[c]	16.2	20.8	20 3/4	0.375	3/8	3/16	8.22	8 1/4	0.522	1/2	1.02	1 3/16	13/16	↓	↓
×48[c,f]	14.1	20.6	20 5/8	0.350	3/8	3/16	8.14	8 1/8	0.430	7/16	0.930	1 1/8	13/16	↓	↓
W21×57[c]	16.7	21.1	21	0.405	3/8	3/16	6.56	6 1/2	0.650	5/8	1.15	1 5/16	13/16	18 3/8	3 1/2
×50[c]	14.7	20.8	20 7/8	0.380	3/8	3/16	6.53	6 1/2	0.535	9/16	1.04	1 1/4	13/16	↓	↓
×44[c]	13.0	20.7	20 5/8	0.350	3/8	3/16	6.50	6 1/2	0.450	7/16	0.950	1 1/8	13/16	↓	↓
W18×311[h]	91.6	22.3	22 3/8	1.52	1 1/2	3/4	12.0	12	2.74	2 3/4	3.24	3 7/16	1 3/8	15 1/2	5 1/2
×283[h]	83.3	21.9	21 7/8	1.40	1 3/8	11/16	11.9	11 7/8	2.50	2 1/2	3.00	3 3/16	1 5/16	↓	↓
×258[h]	75.9	21.5	21 1/2	1.28	1 1/4	5/8	11.8	11 3/4	2.30	2 5/16	2.70	3	1 1/4	↓	↓
×234[h]	68.8	21.1	21	1.16	1 3/16	5/8	11.7	11 5/8	2.11	2 1/8	2.51	2 3/4	1 3/16	↓	↓
×211	62.1	20.7	20 5/8	1.06	1 1/16	9/16	11.6	11 1/2	1.91	1 15/16	2.31	2 9/16	1 3/16	↓	↓
×192	56.4	20.4	20 3/8	0.960	15/16	1/2	11.5	11 1/2	1.75	1 3/4	2.15	2 7/16	1 1/8	↓	↓
×175	51.3	20.0	20	0.890	7/8	7/16	11.4	11 3/8	1.59	1 9/16	1.99	2 7/16	1 1/4	15 1/8	↓
×158	46.3	19.7	19 3/4	0.810	13/16	7/16	11.3	11 1/4	1.44	1 7/16	1.84	2 3/8	1 1/4	↓	↓
×143	42.1	19.5	19 1/2	0.730	3/4	3/8	11.2	11 1/4	1.32	1 5/16	1.72	2 3/16	1 3/16	↓	↓
×130	38.2	19.3	19 1/4	0.670	11/16	3/8	11.2	11 1/8	1.20	1 3/16	1.60	2 1/16	1 3/16	↓	↓
×119	35.1	19.0	19	0.655	5/8	5/16	11.3	11 1/4	1.06	1 1/16	1.46	1 15/16	1 3/16	↓	↓
×106	31.1	18.7	18 3/4	0.590	9/16	5/16	11.2	11 1/4	0.940	15/16	1.34	1 13/16	1 1/8	↓	↓
×97	28.5	18.6	18 5/8	0.535	9/16	5/16	11.1	11 1/8	0.870	7/8	1.27	1 3/4	1 1/8	↓	↓
×86	25.3	18.4	18 3/8	0.480	1/2	1/4	11.1	11 1/8	0.770	3/4	1.17	1 5/8	1 1/16	↓	↓
×76[c]	22.3	18.2	18 1/4	0.425	7/16	1/4	11.0	11	0.680	11/16	1.08	1 9/16	1 1/16	↓	↓
W18×71	20.8	18.5	18 1/2	0.495	1/2	1/4	7.64	7 5/8	0.810	13/16	1.21	1 1/2	7/8	15 1/2	3 1/2[g]
×65	19.1	18.4	18 3/8	0.450	7/16	1/4	7.59	7 5/8	0.750	3/4	1.15	1 7/16	7/8		

Figura 94 Dimensiones de viga
Fuente: AISC Steel Construction

Sección	Unidades	Profundidad (d)	Espesor del Nervio (tw)	Alas		Área (in2)	Peso Nominal(lb/ft)
				Ancho (bf)	Espesor (tf)		
W 18 x 71	in	18.5	0.495	7.64	0.810	20.8	62
	cm	46.99	1.26	19.41	2.06		

Tabla 107 Dimensiones del Perfil Metálico Y
Fuente: AISC Steel Construction 13th

Finalmente queda definido la sección de la viga con W18 x 71, cumpliendo con el momento y cortante resistente por encima del momento y cortante máximo actuante.



CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN

Se concluye el proceso de análisis y diseño estructural en acero de la edificación de uso Hotel, la estructura ante el suceso de un sismo severo, estará en la capacidad de soportar sin ningún problema y brindar el resguardo de vida y estabilidad global, teniendo un daño de leve ha moderado reparable.

Durante el largo proceso de análisis el modelo dinámico – matemático de la edificación se ha sometido a numerosos cambios debido al comportamiento lineal, sismo modera do e incursionando en la no linealidad ante diferentes sismos severos. La influencia del incremento de amortiguamiento mediante los disipadores fue esencial para que el edificio cumpla las derivas de entrepiso.

Se procede a determinar mediante tablas y gráficos la eficiencia y optimización brindada por los disipadores en la edificación.

5.1. Desplazamientos en el centro de masa

- **Para el eje X**

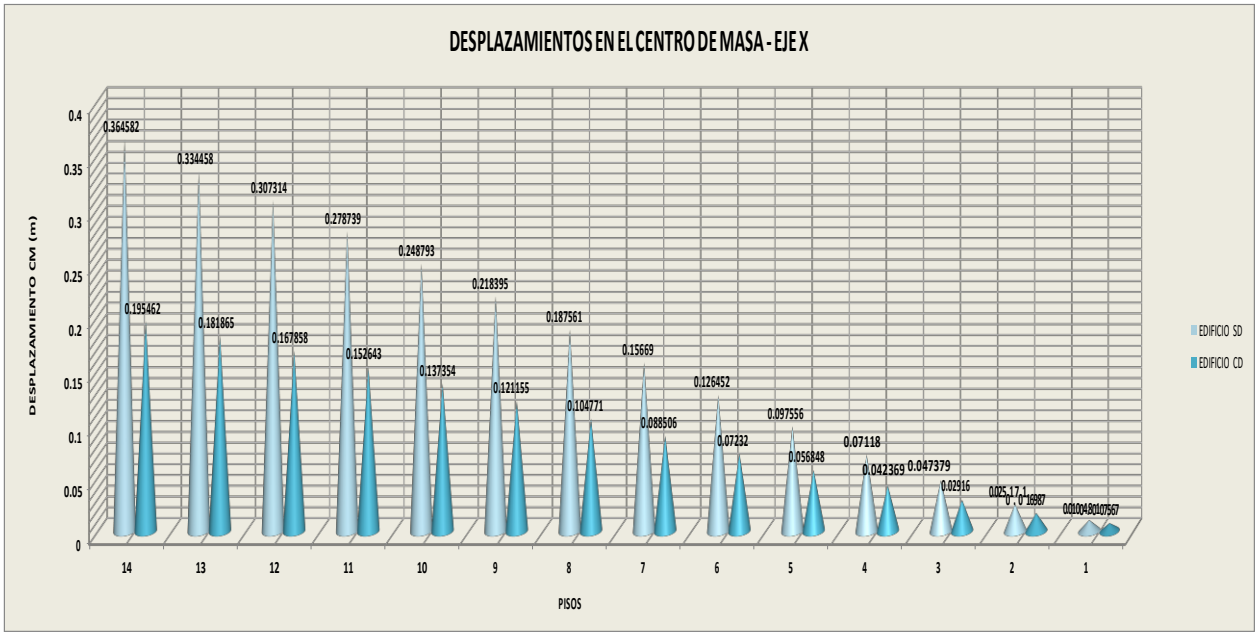


Figura 95
Fuente: Propia

NIVEL	SIN DISIPADOR (mm)	CON DISIPADOR (mm)	% REDUCCIÓN
14	364.582	195.462	46%
13	334.458	181.865	46%
12	307.314	167.858	45%
11	278.739	152.643	45%
10	248.793	137.354	45%
9	218.395	121.155	45%
8	187.561	104.771	44%
7	156.69	88.506	44%
6	126.452	72.32	43%
5	97.556	56.848	42%
4	71.18	42.369	40%
3	47.379	29.16	38%
2	25.171	16.987	33%
1	10.481	7.567	28%

Tabla N° 108 Desplazamiento en el Centro de Masa –Eje X
Fuente: Propia

- **Para el eje Y**

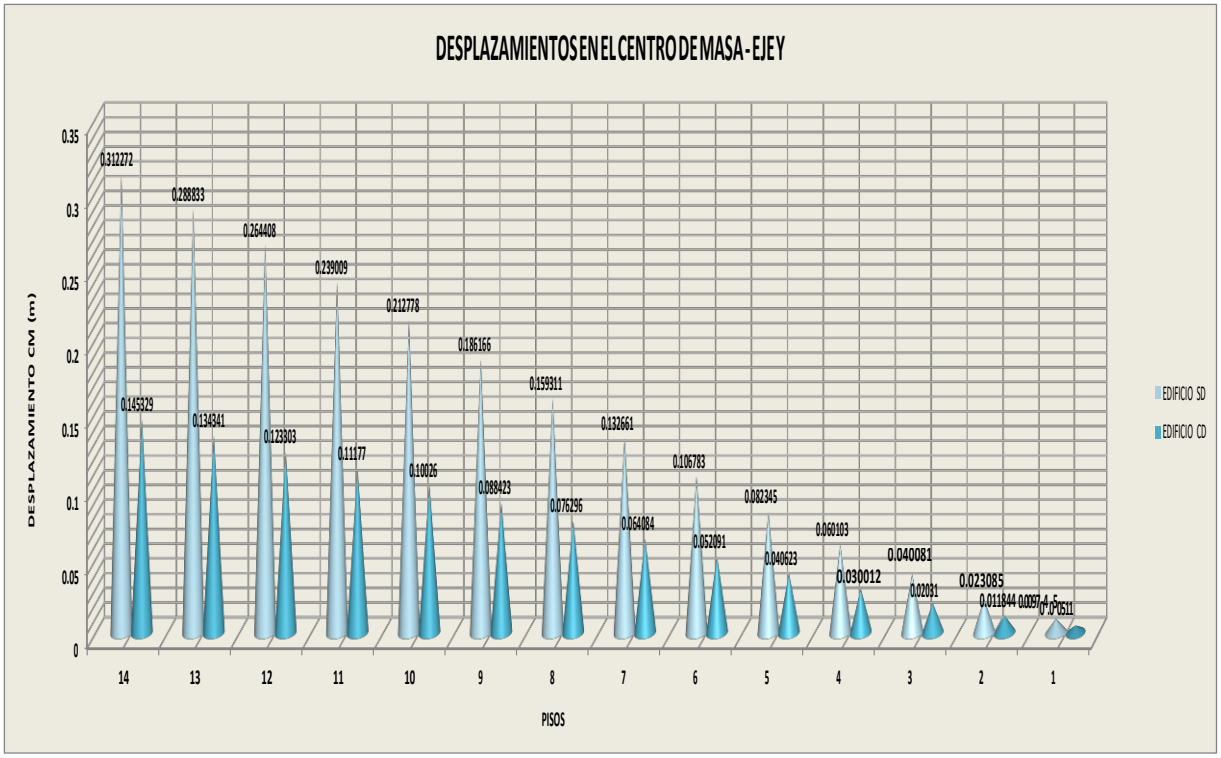


Figura 96
Fuente: Propia

NIVEL	SIN DISIPADOR (mm)	CON DISIPADOR (mm)	% REDUCCIÓN
14	312.272	145.329	53%
13	288.833	134.341	53%
12	264.408	123.303	53%
11	239.009	111.77	53%
10	212.778	100.26	53%
9	186.166	88.423	53%
8	159.311	76.296	52%
7	132.661	64.084	52%
6	106.783	52.091	51%
5	82.345	40.623	51%
4	60.103	30.012	50%
3	40.081	20.31	49%
2	23.085	11.844	49%
1	9.745	5.11	48%

Tabla N° 109 Desplazamiento en el Centro de Masa –Eje Y
Fuente: Propia

5.2. Derivas de entrepiso

- **Para el eje X**

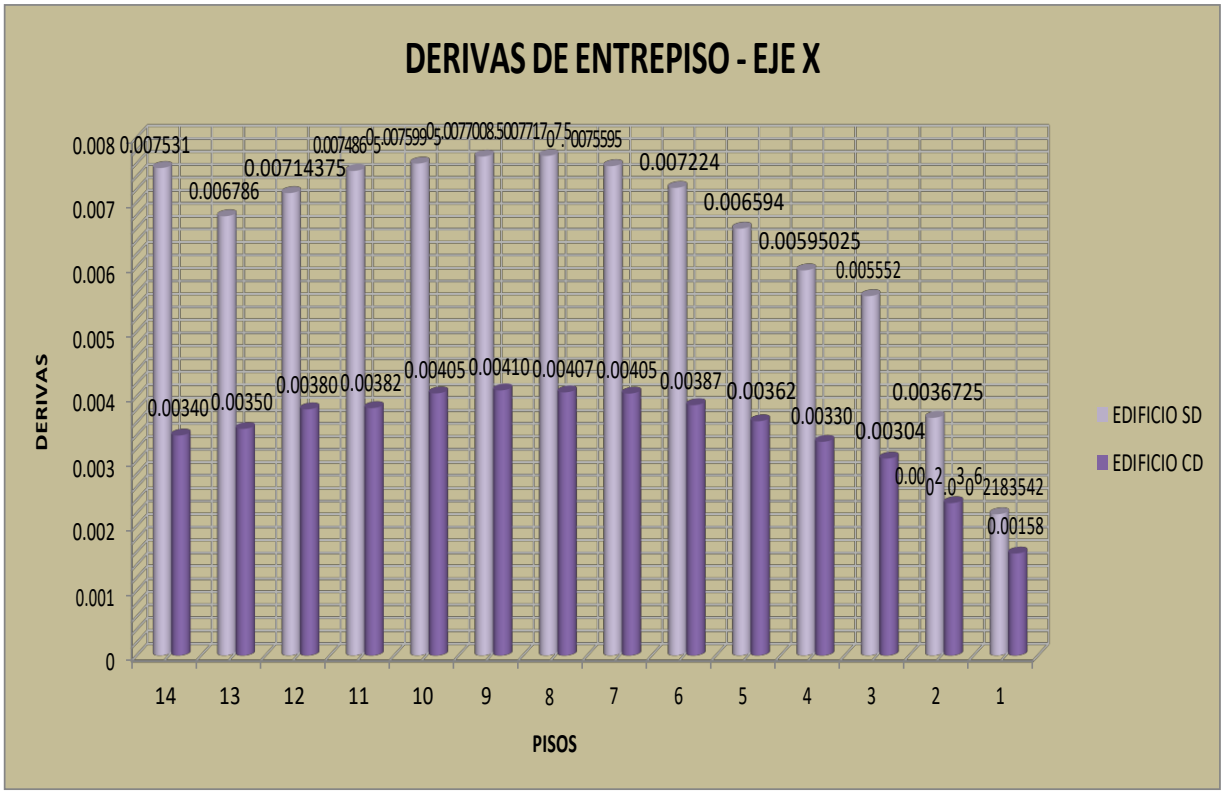


Figura 97
Fuente: Propia

NIVEL	SIN DISIPADOR	CON DISIPADOR	% REDUCCIÓN
14	0.007531	0.00340	55%
13	0.006786	0.00350	48%
12	0.00714375	0.00380	47%
11	0.0074865	0.00382	49%
10	0.0075995	0.00405	47%
9	0.0077085	0.00410	47%
8	0.00771775	0.00407	47%
7	0.0075595	0.00405	46%
6	0.007224	0.00387	46%
5	0.006594	0.00362	45%
4	0.00595025	0.00330	45%
3	0.005552	0.00304	45%
2	0.0036725	0.00236	36%
1	0.002183542	0.00158	28%

Tabla N° 110 Derivas de Entrepiso –Eje X
Fuente: Propia

- **Para el eje Y**

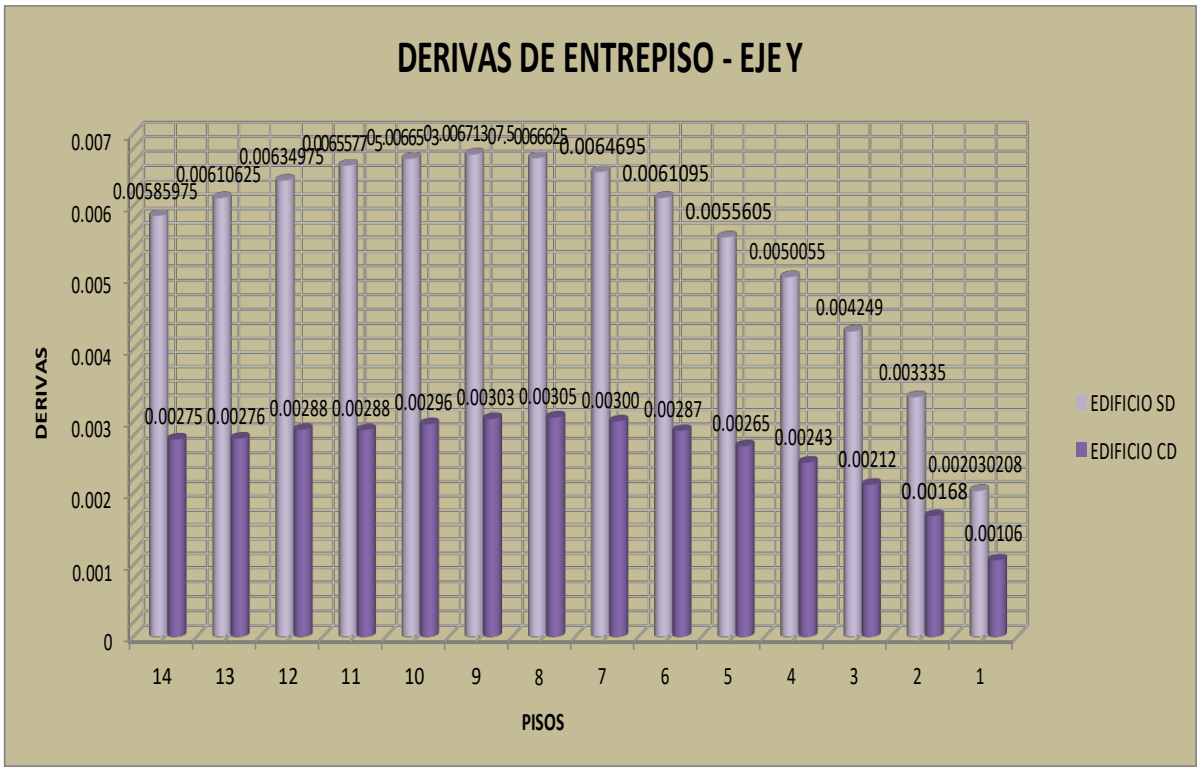


Figura 98
Fuente: Propia

NIVEL	SIN DISIPADOR	CON DISIPADOR	% REDUCCIÓN
14	0.00585975	0.00275	53%
13	0.00610625	0.00276	55%
12	0.00634975	0.00288	55%
11	0.00655775	0.00288	56%
10	0.006653	0.00296	56%
9	0.00671375	0.00303	55%
8	0.0066625	0.00305	54%
7	0.0064695	0.00300	54%
6	0.0061095	0.00287	53%
5	0.0055605	0.00265	52%
4	0.0050055	0.00243	52%
3	0.004249	0.00212	50%
2	0.003335	0.00168	50%
1	0.002030208	0.00106	48%

Tabla N° 111 Derivas de Entrepiso – Eje Y
Fuente: Propia

5.3. Esfuerzos máximos en elementos estructurales

Se determinara la influencia de los disipadores de fluido viscoso en la disminución de esfuerzos en los elementos de corte (placas y columnas).

5.3.1. Momentos en placa P1 – Eje Y

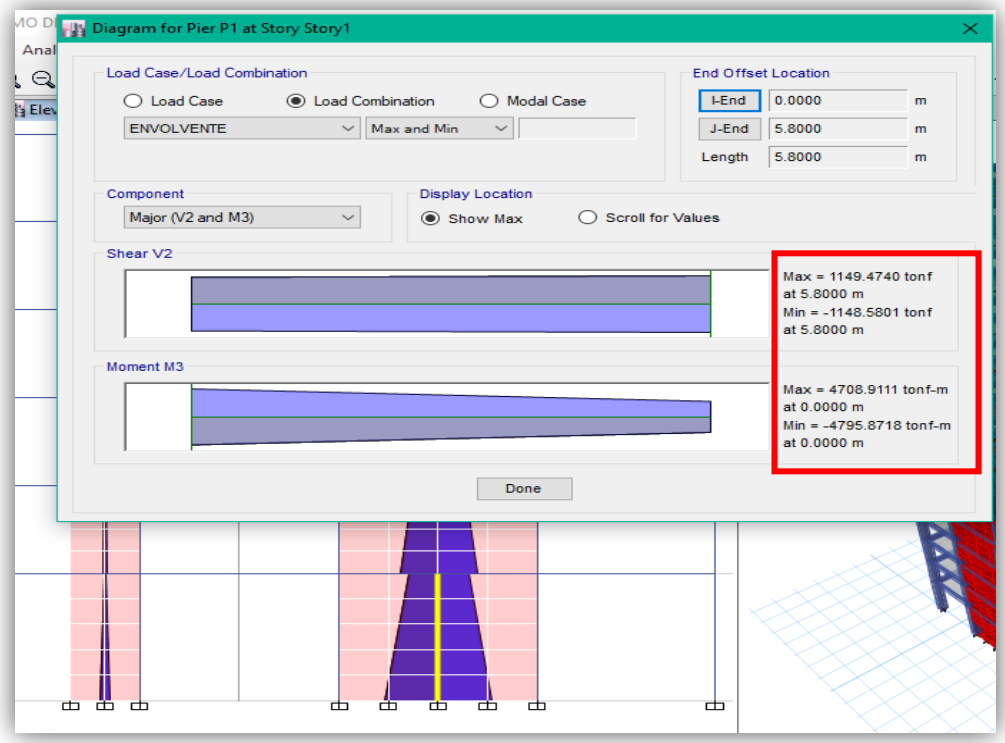


Figura 99 – Software
Fuente: Propia

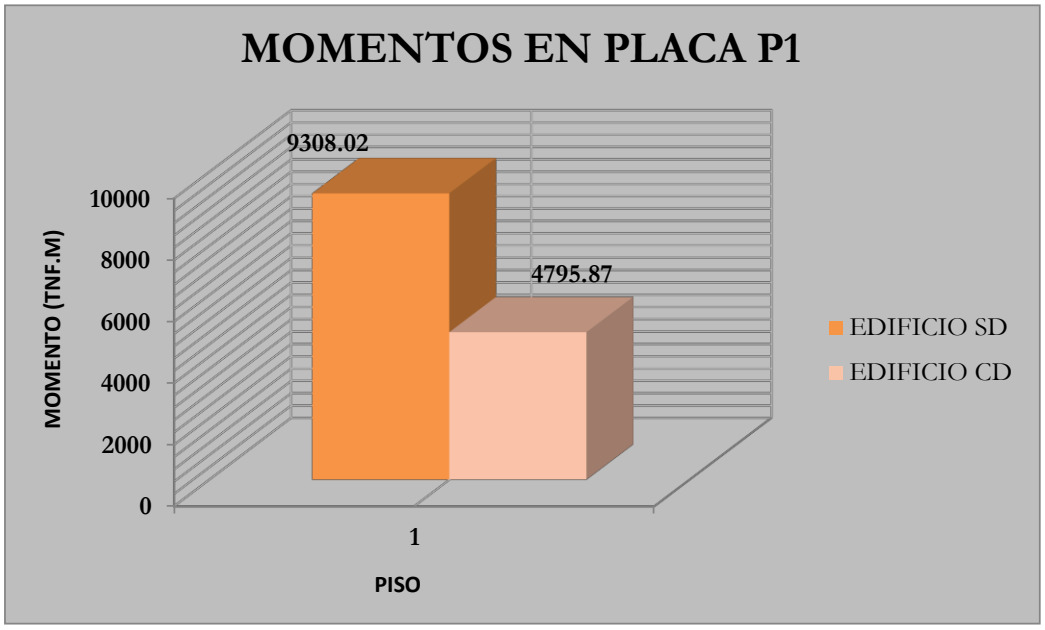


Figura 100
Fuente: Propia

PISO	SIN DISIPADOR (Tnf.m)	CON DISIPADOR (Tnf.m)	% REDUCCIÓN
1	9308.02	4795.87	48%

5.3.2. Cortantes en placa P1 – Eje Y

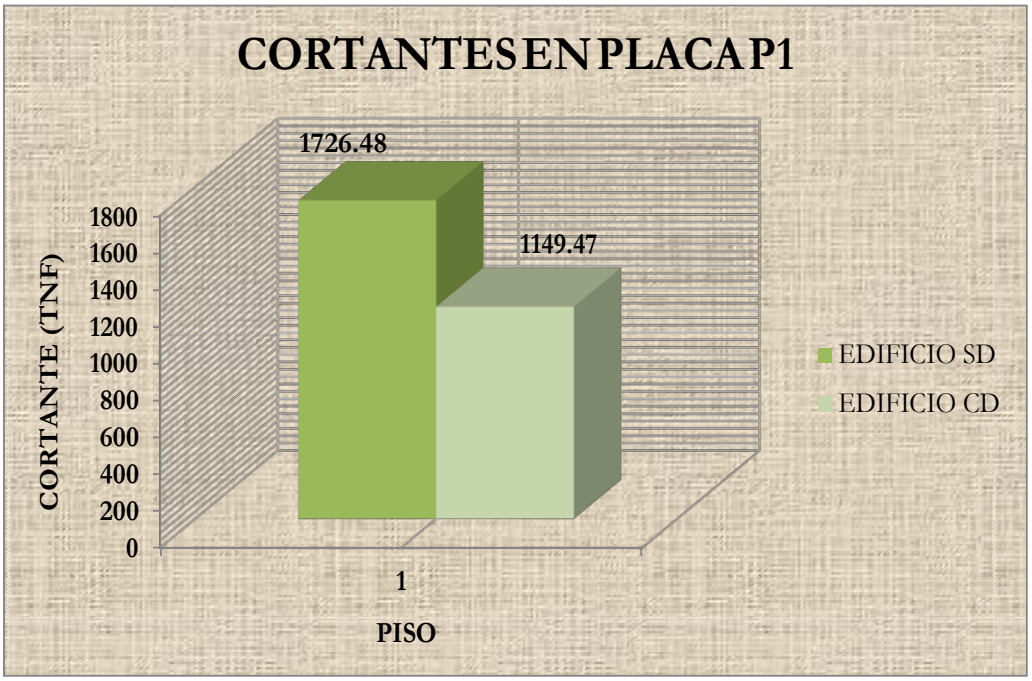


Figura 101 Fuente:
Fuente: Propia

PISO	SIN DISIPADOR (Tnf)	CON DISIPADOR (Tnf)	% REDUCCIÓN
1	1726.48	1149.47	33%

5.3.3. Momentos en placa P9 – Eje X

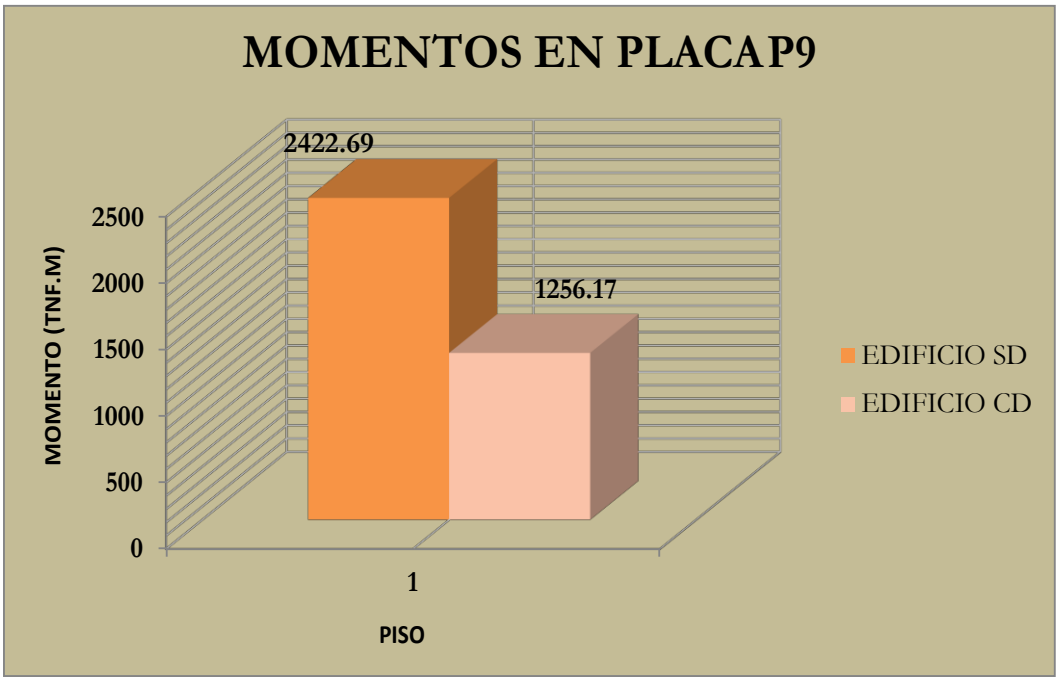


Figura 102
Fuente: Propia

PISO	SIN DISIPADOR (Tnf.m)	CON DISIPADOR (Tnf.m)	% REDUCCIÓN
1	2422.69	1256.17	48%

5.3.4. Cortantes en placa P9 – Eje X

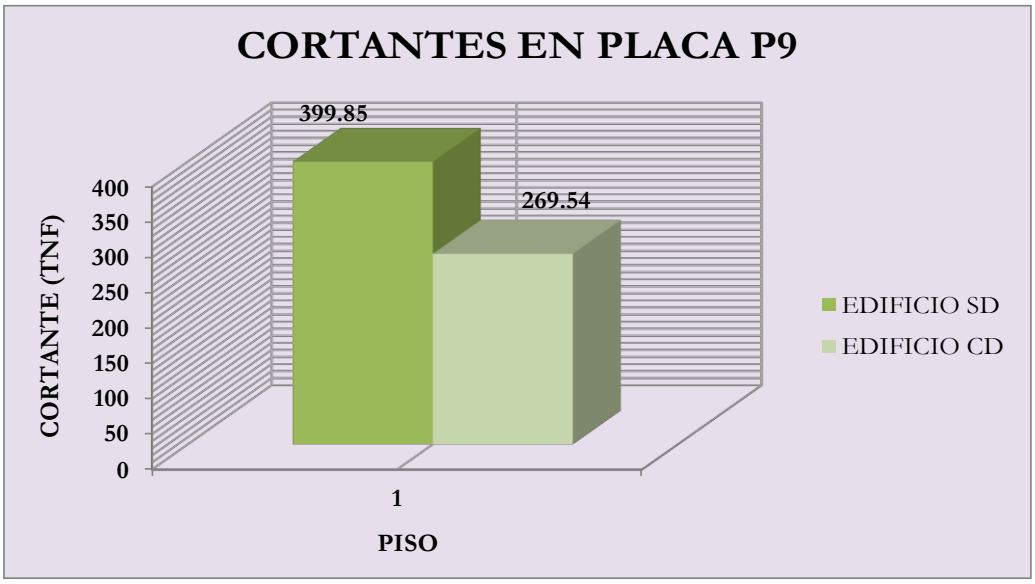


Figura 103
Fuente: Propia

PISO	SIN DISIPADOR (Tnf)	CON DISIPADOR (Tnf)	% REDUCCIÓN
1	399.85	269.54	33%

5.3.5. Momento en columnas C3

Edificio sin disipadores

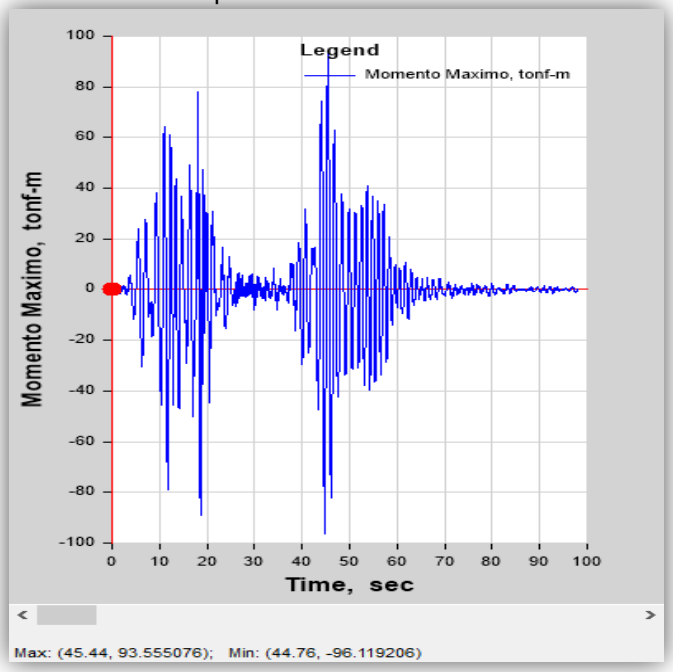


Figura 104 Momento Máximo en C3 Sin Disipadores
Fuente: Propia

Edificio con disipadores

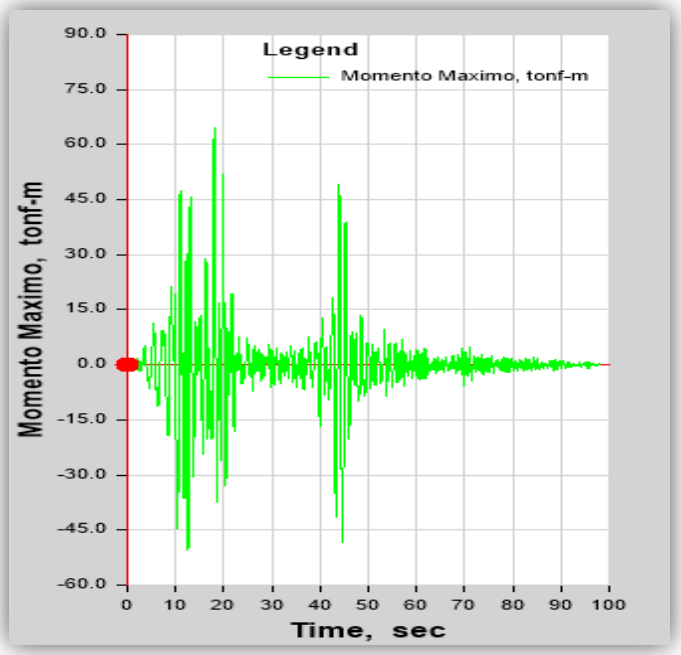


Figura 105 Momento Máximo C3 con disipadores
Fuente: Propia

PISO	SIN DISIPADOR (Tnf.m)	CON DISIPADOR (Tnf.m)	% REDUCCIÓN
1	93.55	64.49	31%

5.3.6. Cortante en columna C3

Edificio sin disipadores

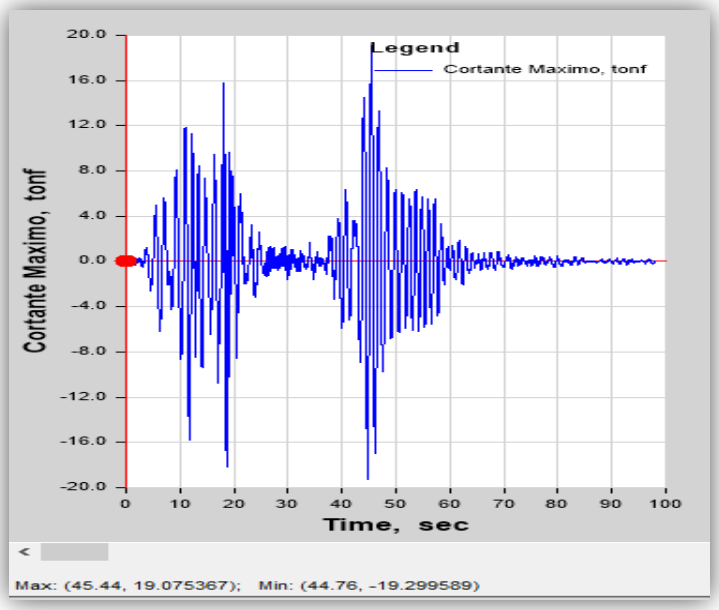


Figura 106 Cortante Máxima C3 Sin Disipadores
Fuente: Propia

Edificio con disipadores

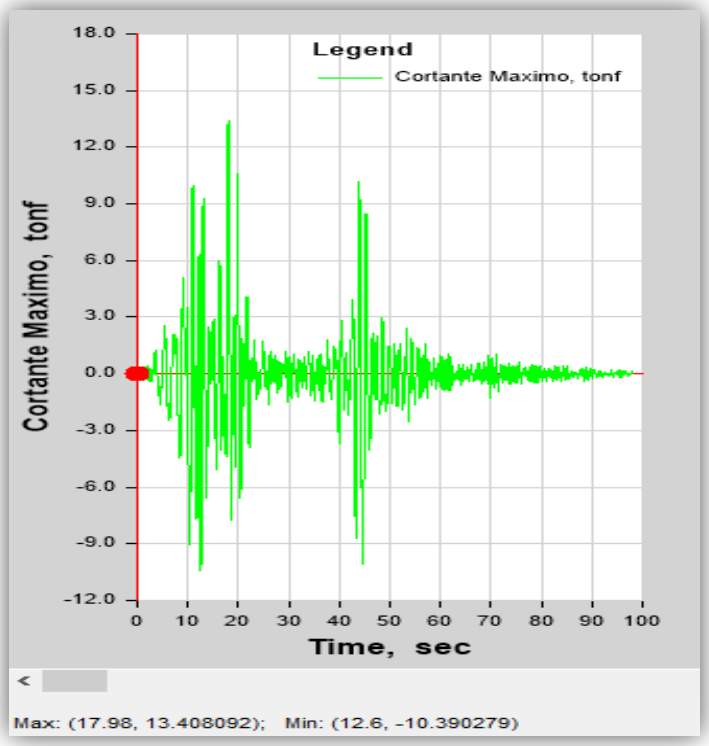


Figura 107 Cortante M áxima con Disipadores
Fuente: Propia

PISO	SIN DISIPADOR (Tnf)	CON DISIPADOR (Tnf)	% REDUCCIÓN
1	19.07	13.41	30%

CONCLUSIONES

Realizado el análisis, optimización y reforzamiento sísmico estructural en dos edificaciones con disipadores de fluido viscoso, se llegan a las siguientes conclusiones:

1. El acoplamiento de disipadores viscosos chevron, logró satisfacer las necesidades estructurales y cumplir los requerimientos arquitectónicos, es decir la funcionalidad conjunta con el sistema estructural. Dejando los 3 primeros nivel lo más libre posible, factor fundamental tratándose de uno Hotel.

2. La edificación tendrá un buen desempeño (elástico lineal) porque cumple con los requerido en la Norma E-030 en especial lo solicitado en las tablas N°8 y N°9, es decir, los desplazamientos cumplen como máximo 0.007 en el rango inelástico, como lo demostramos con el programa ETABS lo cual poco o nada importó, ya que la edificación de uso hotel en el análisis para la presente tesis, fue evaluada a sismo severo (dinámico tiempo-historia). Para eso se filtró 3 registros sísmicos con el SISMOSIGNAL y el SISMOMATCH para el espectro de diseño, como resultado fue el sismo de Lima 1974 como sismo de diseño ya que obtuvo la mayor proximidad a la unidad, con la cual garantizaría la mínima variación con respecto al espectro de diseño.

3. Ante un evento sísmico severo, de acuerdo con el análisis no lineal – elástico, una estructura convencional sin disipadores, la absorción de las fuerzas sísmicas lo realizan los muros estructurales y columnas, en un edificio con disipadores, son ellos los primeros en realizar la absorción sísmica dejando la diferencia a la estructura y al suelo de fundación si se considerase el efecto de interacción sísmica suelo - estructura.

4. Se determinó el disipador de fluido viscoso (chevon) porque no alteran los periodos naturales de vibración ni las frecuencias, manteniendo dichos valores estables en los diferentes modelos matemáticos de los cálculos estructurales (ETABS).

5. En los gráficos histeréticos, todos los disipadores cumplen con el comportamiento fuerza – desplazamiento en función a curvas helicoidales (color azul) paralela al eje de las abscisas tanto en el eje X como en el eje Y, esto correcto en un disipador de fluido viscoso, aportando significativamente en el amortiguamiento y reducción de drift de la estructura, eso se corrobora con el esfuerzo de tracción y compresión que axialmente se genera en cada uno de ellos.

6. En edificaciones nuevas, manejar la propuesta de uso de disipadores de fluidos viscoso, generaría una gran disminución de dimensiones de las secciones transversales de los elementos estructurales, ya que aumenta el coeficiente de amortiguamiento (C), ante el sismo la estructura (concreto armado) absorberían menos fuerza de cizalla.

7. Los acoplamientos de disipadores viscoso reducen en un gran porcentaje las fuerzas actuantes en todos los elementos estructurales, manejando con ello una mayor flexibilidad arquitectónica en cuanto a ambientes libres se refiere, evitando así muros de corte y columnas de grandes dimensiones (funcionalidad).

8. En el análisis no lineal – elástico se da el máximo control de un daño y nivel de desempeño sísmico, mediante las normas internacionales como el comité Vision 2000 y la Metodología Hazus, tomando derivas objetivas según el uso de la edificación y daño a sufrir.

RECOMENDACIONES

1. Se debe buscar la funcionalidad conjunta con el sistema estructural, la Utilización de disipadores viscosos logró satisfacer las necesidades estructurales y arquitectónicas, por eso es apropiado la inclusión de estos elementos en los proyectos modernos, no solo como un reto profesional también, principalmente por el bienestar de los usuarios y como un punto positivo salvaguardar las inversiones.

2. Las Normas peruanas deberían ser más específicas ante un evento sísmico severo, en un edificio con disipadores, son ellos los primeros en realizar la absorción sísmica dejando la diferencia a la estructura y esto no lo demuestran o no es primordial para el Reglamento Nacional de Edificaciones.

3. Se recomienda en las edificaciones nuevas, manejar la propuesta de uso de disipadores de fluidos viscoso, generaría una gran disminución del riesgo de colapso como consecuencia la pérdida de vidas disminuiría ante estas catástrofes naturales sabiendo que el terremoto en si no es el que provoca la muerte, si no el colapso de las estructuras.

4. Otro beneficio de los disipadores es una mayor flexibilidad arquitectónica en cuanto a ambientes libres se refiere, evitando así muros de corte y columnas de grandes dimensiones ya reducen en un gran porcentaje las fuerzas actuantes.

5. Está en una gran Discusión entre los expertos en la materia. Es verdad que los disipadores de fluidos viscosos puedes llegar a disipar hasta el 80% de la energía sísmica de entrada, como lo hemos demostrado en el presente trabajo de tesis, pero los ingenieros expertos recomiendan solo una reducción entre el 20% y el 40% absorción de energía.

6. La utilización de un sistema de protección sísmica como en esta oportunidad disipadores de fluido viscoso son una inversión de costo- beneficio tratándose de estructuras esenciales e importantes, donde el colapso total o parcial de estas estructuras, significarían una gran pérdida de vidas humanas y gran pérdida económica, es por ello que los disipadores de fluido viscoso son los más usados a nivel mundial tanto en edificaciones nuevas como existentes.

REFERENCIAS

VILLAREAL Gernner y DÍAZ Marco (2016). Edificaciones con disipadores viscosos. ed. Trujillo. 131 pp.

CHAVEZ Jean Piers (2017). Diseño sismoresistente de edificios con disipadores de fluidos viscosos. ed. Nuevo Chimbote. 388 pp.

OVIEDO Ricardo (2016). Diseño sismoresistente de edificaciones de concreto armado. ed. Lima. 314 pp.

AISC Seel Construction (EE.UU). American institute Steel construction. [s.l]. 2005.2181 pp.

AMERICAN society of civil engineers (EEUU). Minimum desing loads for buildings and other structure. Virginia: 2010.658 pp.

CHOPRA, Anil. Dinámica de estructuras. 4.a ed. California: Pearson education, 2014. 904 pp.

DOWRICK, D. J. (1992). Diseño de estructuras resistentes a sismos. 2.a ed. México. Editorial Limusa. 208 pp. '

EEUU. Taylor device inc. buildings desíng for damping proceedíngs of the Boston society of civil engineers. 1999, 66 pp.

GOYTIA, Ivan y VILLANUEVA, Rolando (2001). Texto guía de ingeniería antisísmica. 254 pp.

HERRÁIZ, Miguel (1997). Conceptos básicos de Sismología para ingenieros. 1.a ed. Lima: Cismid. 140 pp.

LEE, David y TAYLOR, Douglas Víscous Damper development and future trends. Paper. EE. UU. 5 pp.

NATIONAL institute of building sciences (EE.UU) Fema 274: Nehrp commentary on the guidelines for the sismic rehabilitation of buildings. Washington, D.C. USA: 1997. 488 pp.

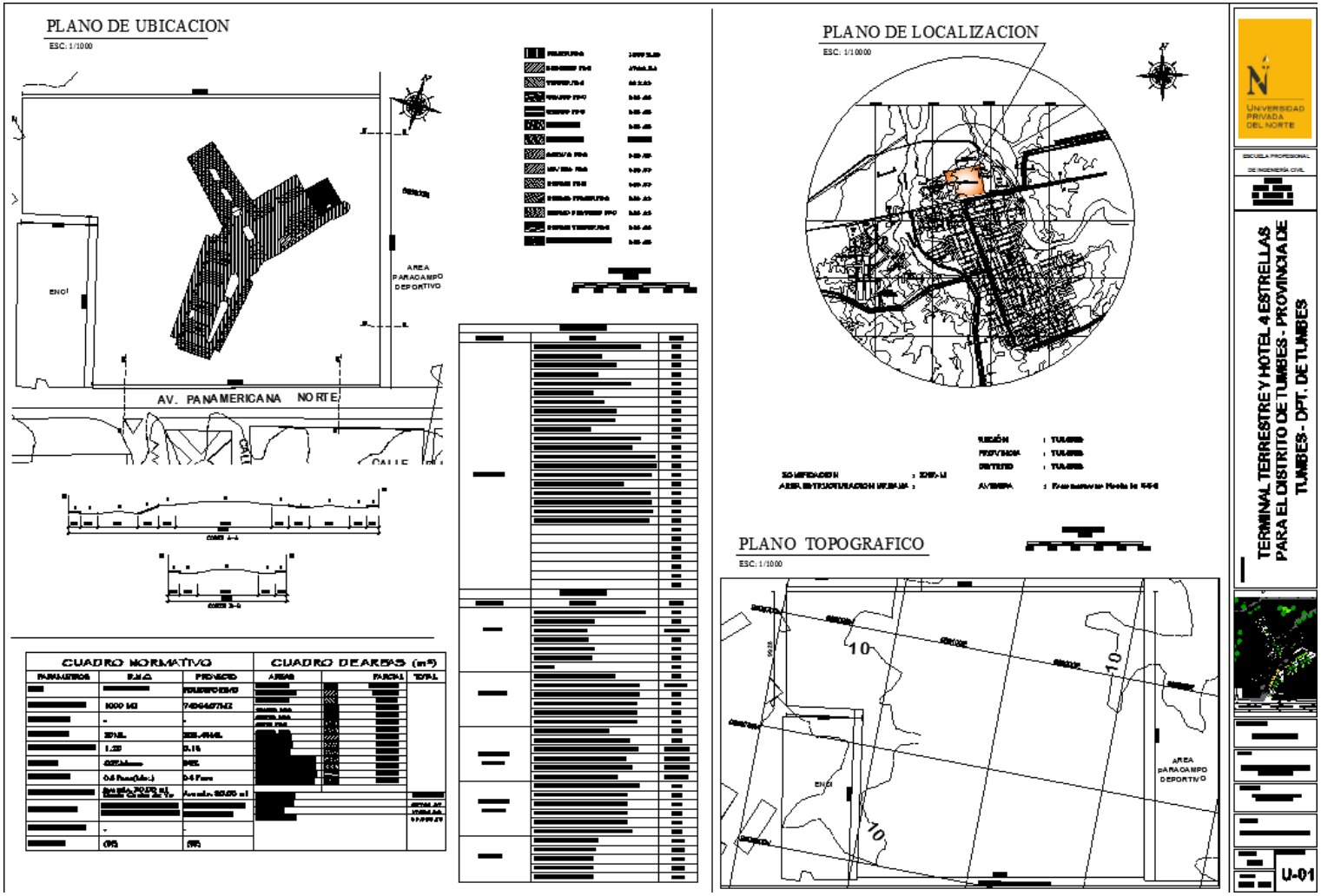
ETABS. Computers and structures Inc [CD-ROM]. Versión 16.0.2. California; University of California Berkeley, 2016. Programa computacional.

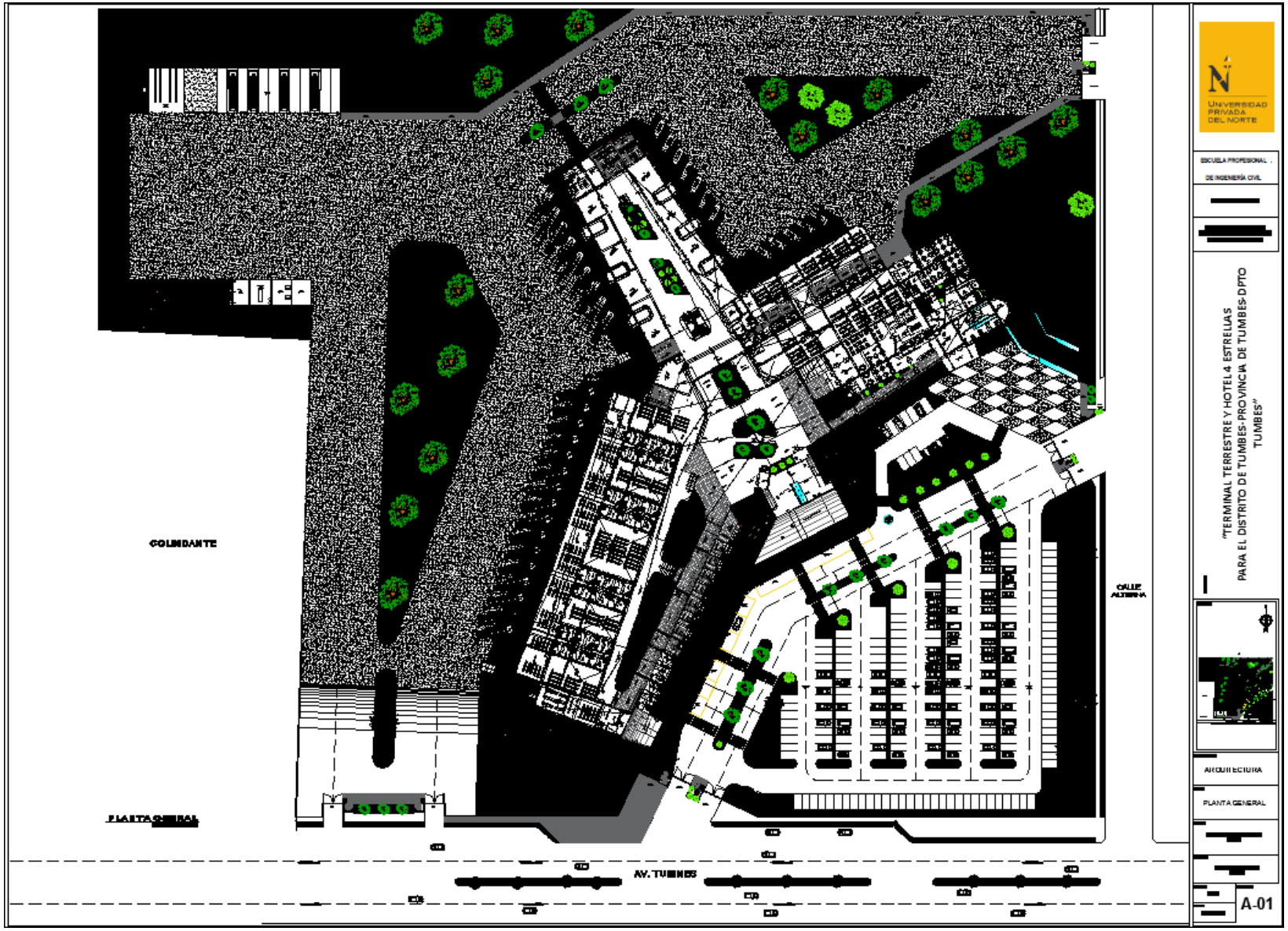
SEISMOMATCH [CDROM] Version 1.3.0 Programa computacional'

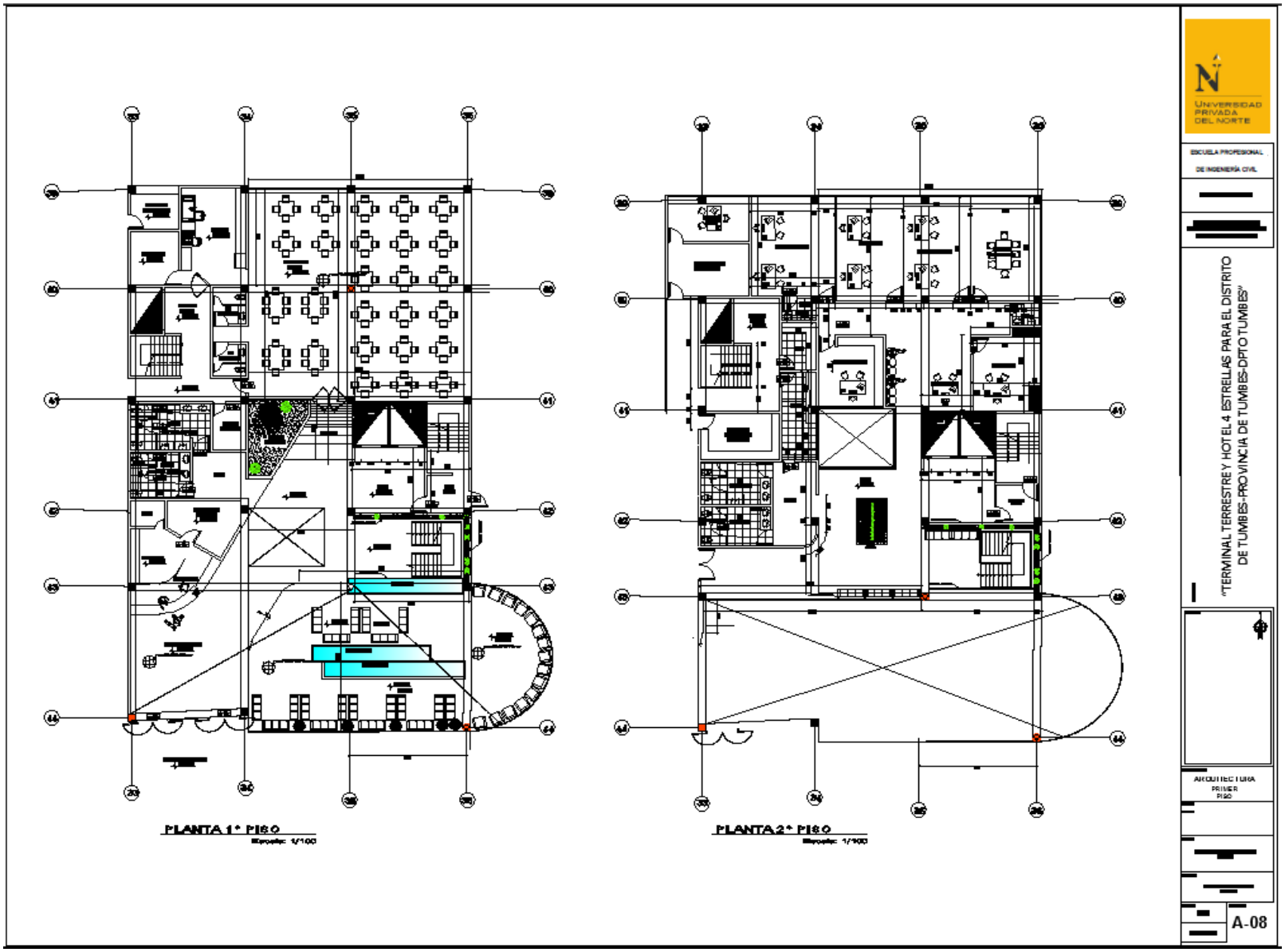
SEISAÏOSÏGNAL [CD-ROM] Version 4.3.0 Programa computacional'

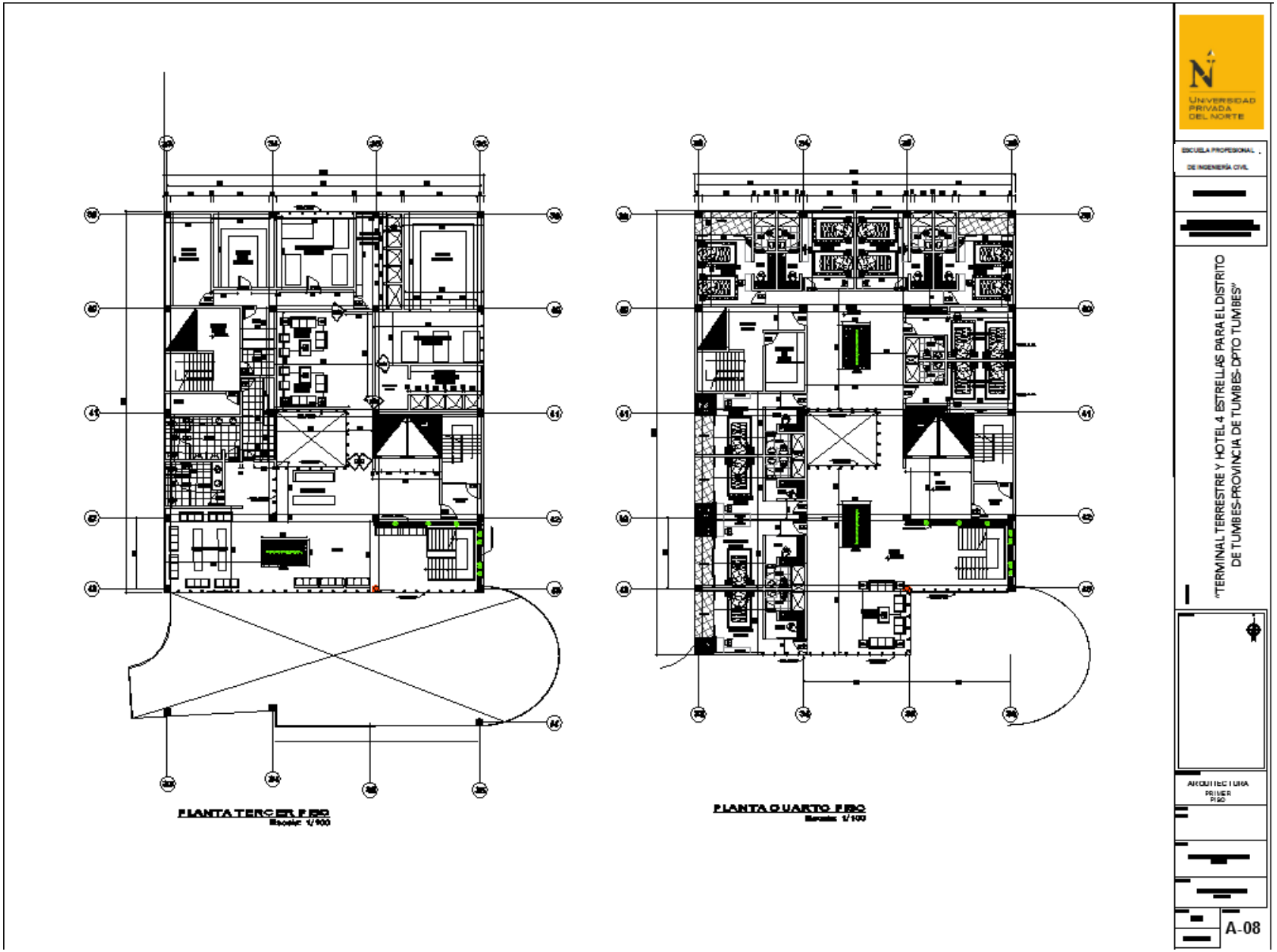
ANEXOS

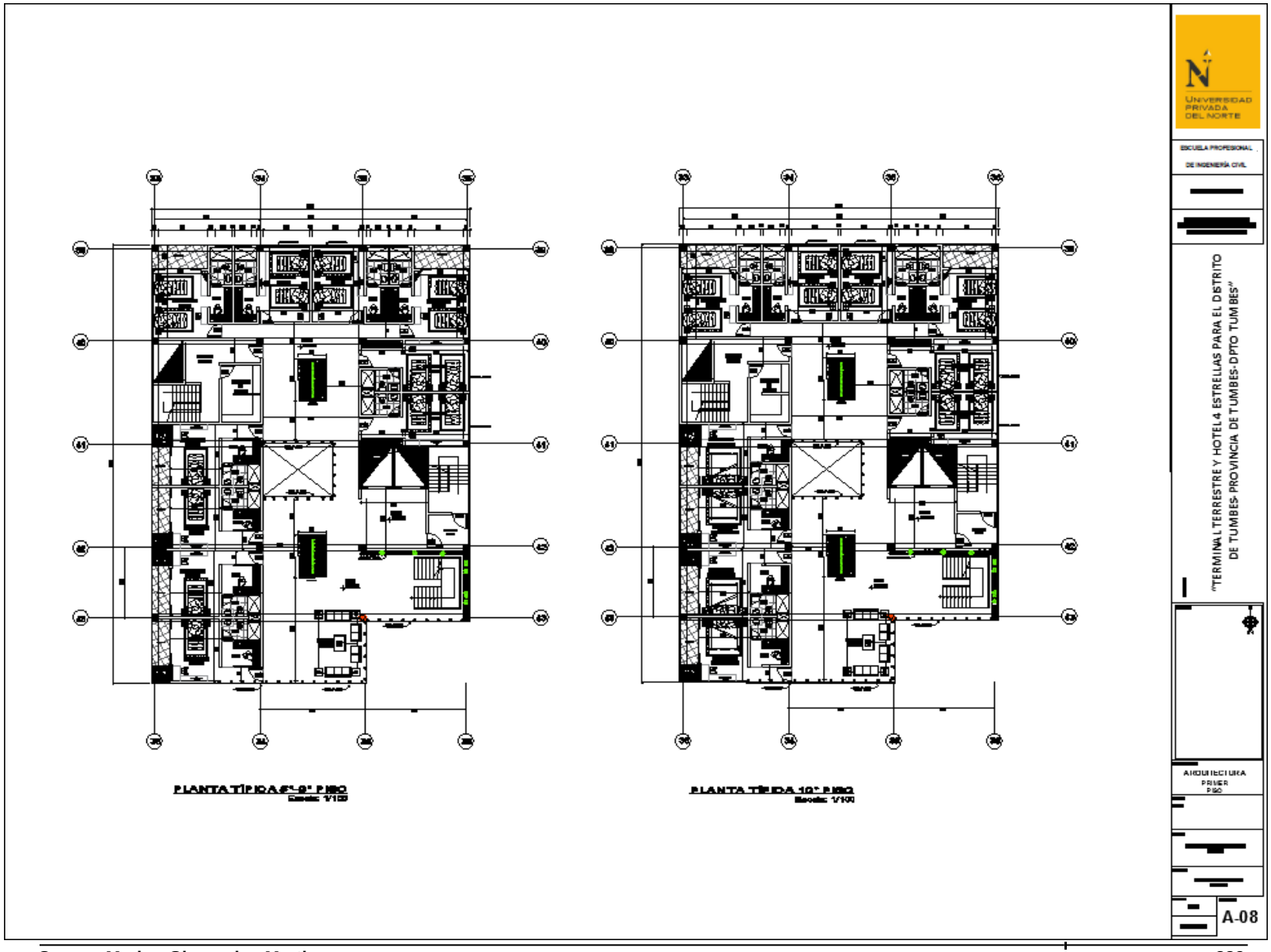
ANEXO N.° 1: PLANOS

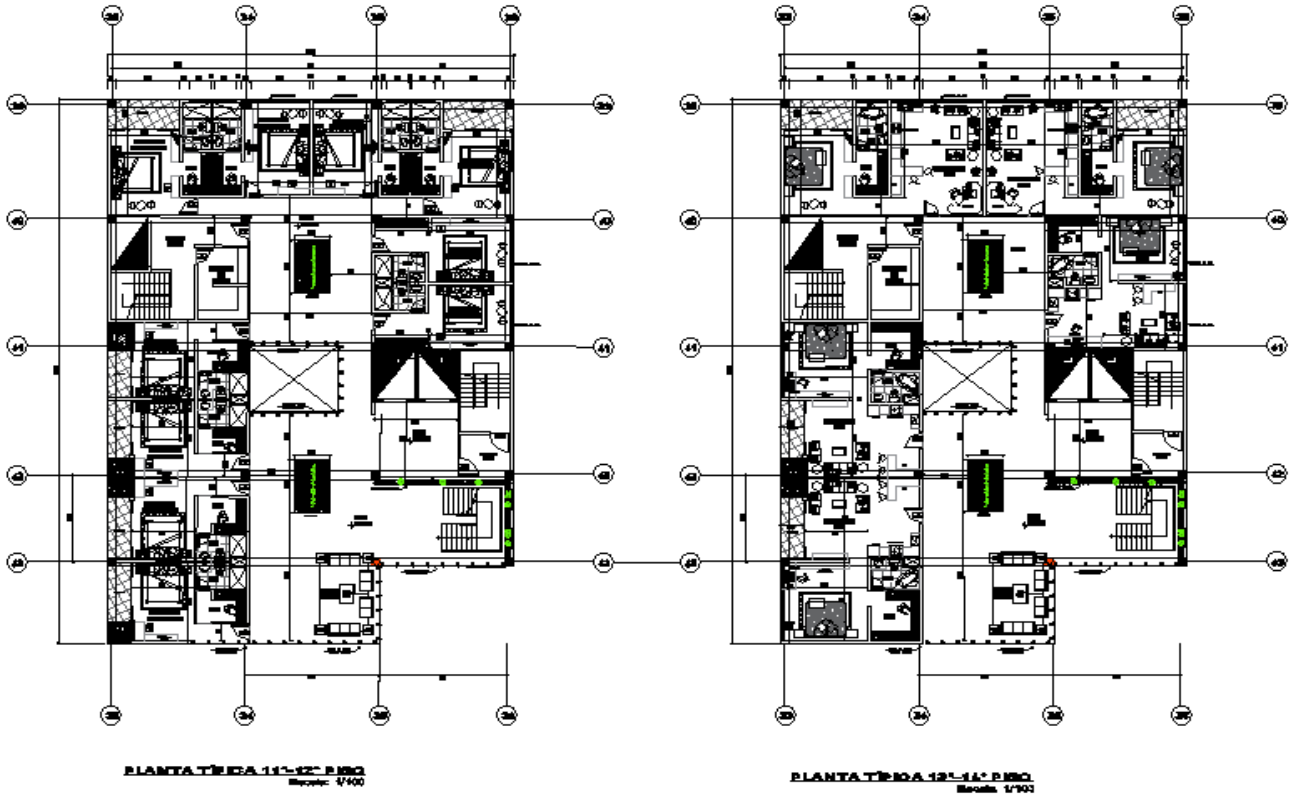



COLINDANTE
PLANTA GENERAL
AV. TUMBES
UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"TERMINAL TERRESTRE Y HOTEL 4 ESTRELLAS PARA EL DISTRITO DE TUMBES-PROVINCIA DE TUMBES-DPTO TUMBES"
ARQUITECTURA
PLANTA GENERAL
A-01


PLANTA 1° PISO
PLANTA 2° PISO
UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"TERMINAL TERRESTRE Y HOTEL 4 ESTRELLAS PARA EL DISTRITO DE TUMBES-PROVINCIA DE TUMBES-DPTO TUMBES"
ARQUITECTURA PRIMER PISO
A-08


PLANTA TERCER PISO
PLANTA CUARTO PISO
UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"TERMINAL TERRESTRE Y HOTEL 4 ESTRELLAS PARA EL DISTRITO DE TUMBES-PROVINCIA DE TUMBES-DPTO TUMBES"
ARQUITECTURA
PRIMER PISO
A-08


UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"TERMINAL TERRESTRE Y HOTEL 4 ESTRELLAS PARA EL DISTRITO DE TUMBES- PROVINCIA DE TUMBES-DPTO TUMBES"
ARQUITECTURA
PRIMER PISO
A-08



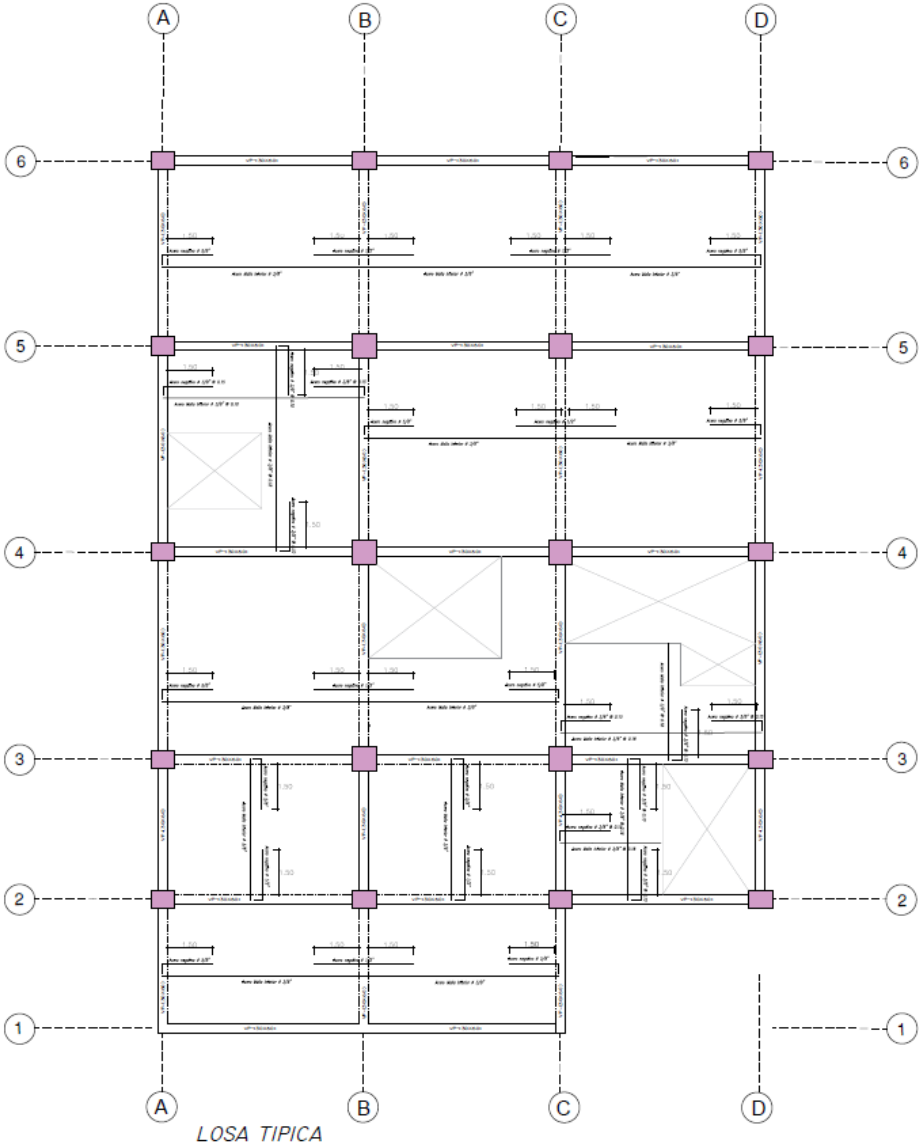
UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

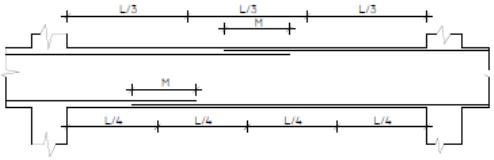
"TERMINAL TERRESTRE Y HOTEL 4 ESTRELLAS PARA EL DISTRITO DE TUMBES-PROVINCIA DE TUMBES- DPTO TUMBES"

ARQUITECTURA

A-08



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS



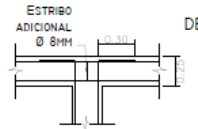
VALORES DE M

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
	H. CUALQUIERA	H < .30	H >= .30
3/8"	.40	.40	.45
1/2"	.40	.40	.45
5/8"	.50	.45	.60
3/4"	.60	.50	.70
1"	1.15	.90	1.25

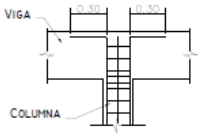
NOTAS: A- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
B- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS CON LOS PORCENTAJES SEÑALADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70%, O CONSULTAR AL PROYECTISTA
SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME 25 CM. PARA FIERROS DE 1/2" Y 3/8"

DETALLES DE ENCUENTROS

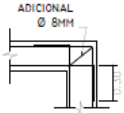
ESCALA: 1/50



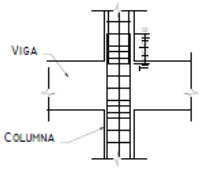
0.25/0.15
VIGA - VIGA (PLANTA)



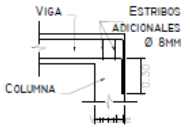
DETALLE DE CORONACION



0.25/0.15
VIGA - VIGA (PLANTA)



DETALLE DE ENTREPISO



DETALLE DE CORONACION

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO DE TESIS
TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

"DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 14 PISOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA EN LA CIUDAD DE TUMBES - 2017"

ESTRUCTURA
LOSA TIPICA

E-01

Casana Marino Giancarlos Martin

ANEXO N° 2: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO (DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL)

2.1. DISEÑO DE COLUMNAS

A modo de ejemplo se diseñará la columna central del eje B3 perteneciente al primer nivel, las demás columnas del primero y resto de niveles sigue el mismo procedimiento.

Se tiene:

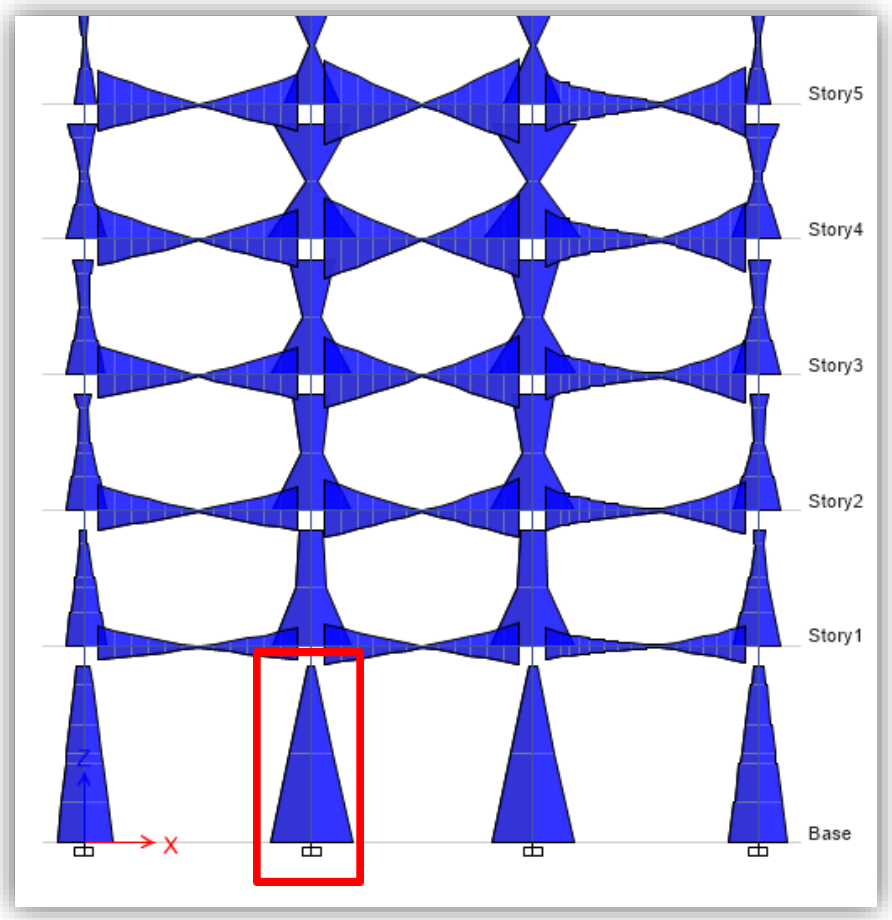


Figura 108 Diseño de Columnas
Fuente: Propia

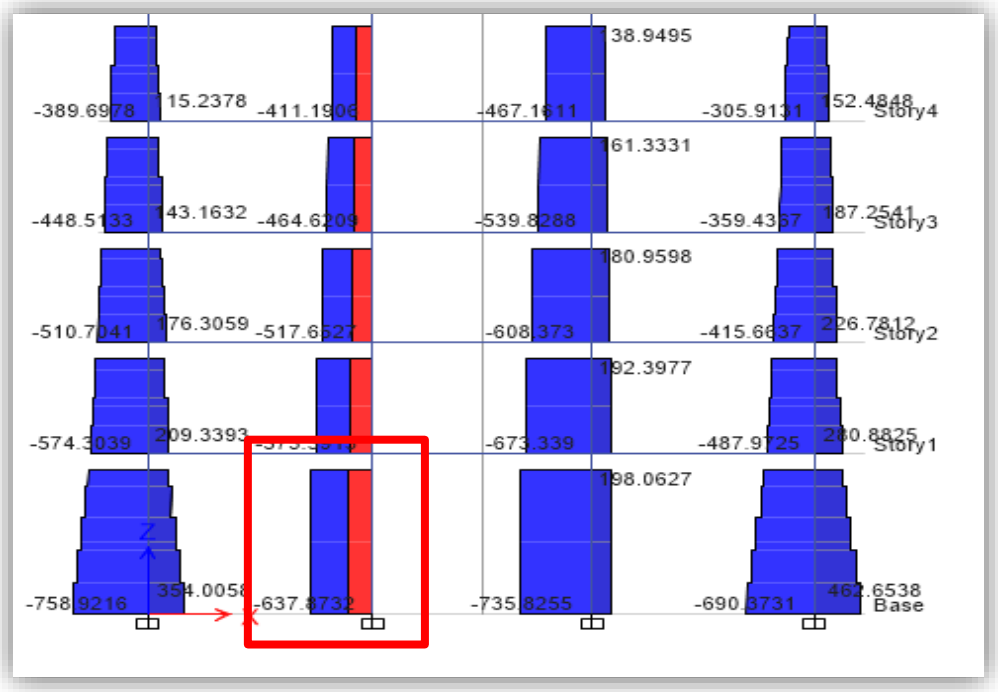


Figura 109 Columna Central Eje B3
Fuente: Propia

Se tiene como axial último de diseño dado en la columna B3 de:

$$P_u = 637.87\ Tnf$$

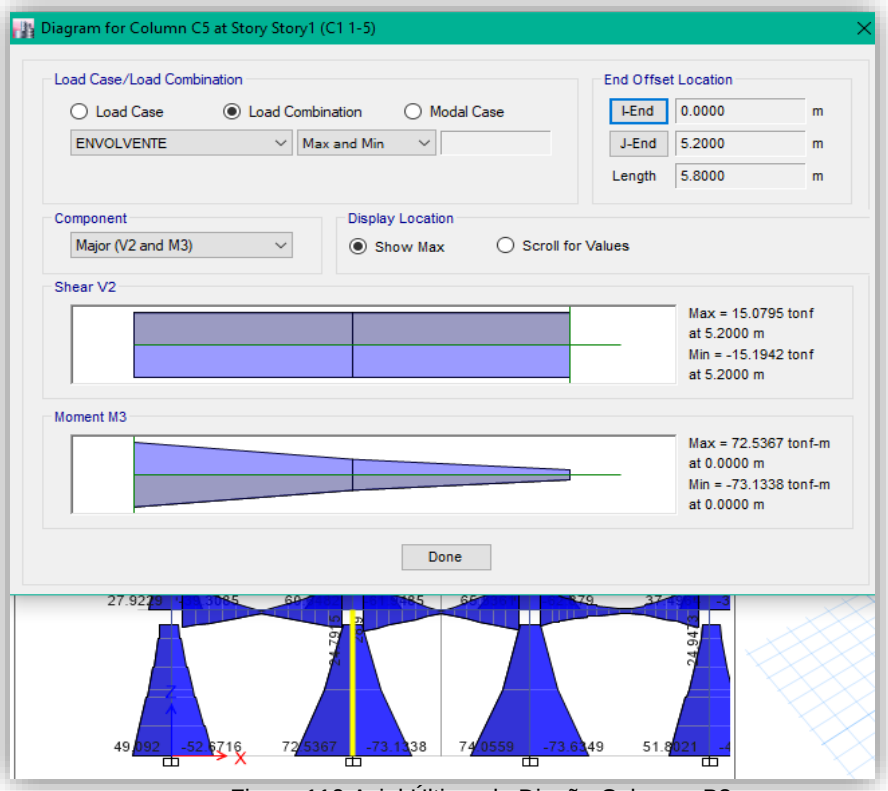


Figura 110 Axial Último de Diseño Columna B3
Fuente: Propia

- **Efecto de arriostramiento**

$$Q = \frac{(\sum Pu)\Delta}{Vu.\,h}$$

$$Q = \frac{(637.87\,Tn)0.00158}{(15.19\,Tn)(4\,m)}$$

$$Q = 0.014 < 0.05$$

Por lo tanto se considera al elemento totalmente arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se desprecian.

- **Efecto global de esbeltez**

$$\frac{K.\,ln}{r} < 22 \longrightarrow efecto\ de\ esbeltez\ global\ se\ desprecia$$

$$\frac{K.\,ln}{r} \geq 100 \longrightarrow esbelto\ y\ se\ realiza\ analisis\ de\ segundo\ orden$$

$$\frac{(1)(4.8)}{0.3(0.8)} < 22$$

$$20 < 22$$

Como el valor es menor a 22, la columna es corta y de igual manera se desprecia los efectos de la curva sinusoidal que generaría el momento de segundo orden, así como también está totalmente arriostrada lateralmente. Con estas confirmaciones previamente realizadas se puede proceder al diseño del mismo.

a) Flexo-compresión uniaxial

La norma nos indica que la cuantía de acero en columnas debe estar en un rango del 1% al 6%, se asumirá un área de acero inicial para determinar el diagrama de interacción con efectos uniaxiales. Se considera 16 varillas de 1" con lo cual hallamos la cuantía preliminar existente:

$$\rho = \frac{As}{b.\,t}$$

$$\rho = \frac{16\ x\ 5.07}{(80)\ (80)} = 0.0127 \quad \approx \quad 1.27\ \%$$

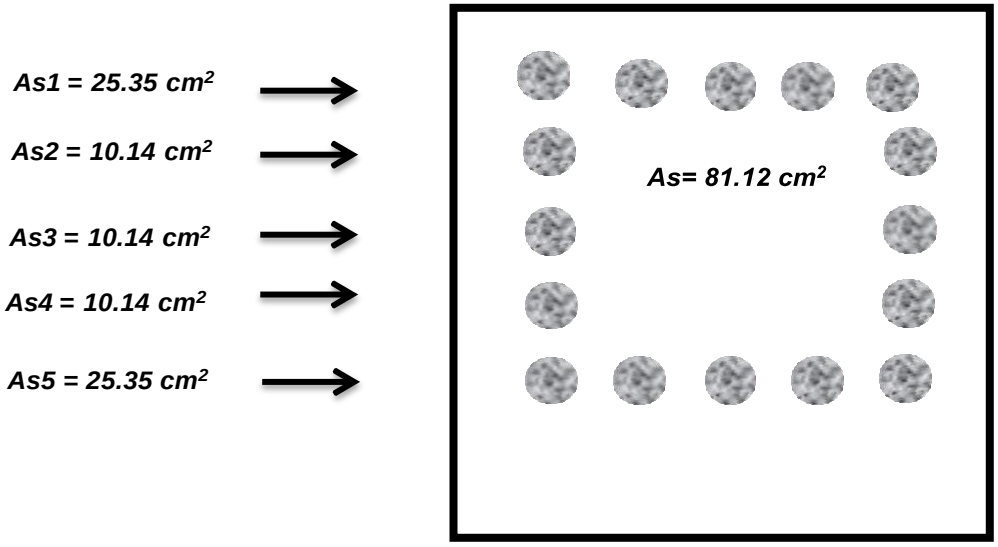


Figura 111 Área de acero
Fuente: Propia

La deformación unitaria que provoca la fluencia del acero es:

$$\in y = \frac{4200\ {}^{kg}/_{cm^2}}{2000000\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 0.0021$$

Cualquier deformación unitaria que este por debajo de la deformación por fluencia (ϵs < ϵy) define esfuerzos en el acero la cual se calcula con la siguiente formula:

$$fs = Es. \in s$$

Cualquier deformación unitaria que supere la deformación por fluencia (ϵs > ϵy) determinará un esfuerzo en el acero igual al esfuerzo de fluencia.

$$fs = Fy$$

Piso	Columna	Load Case/Combo	Locación (m)	P	V2	V3	T	M2	M3	P (-)
				(Tnf)	(Tnf)	(Tnf)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	(Tnf)
1	C5	Combinación 1	0	-637.8732	-0.0831	-3.203	0.019	-6.182	-0.4757	637.8732
		Combinación 1	2.6	-632.2822	-0.0831	-3.203	0.019	2.1458	-0.2596	632.2822
		Combinación 1	5.2	-626.6912	-0.0831	-3.203	0.019	10.4736	-0.0435	626.6912
		Combinación 2	0	-490.4263	15.0509	5.7336	3.4067	37.3522	72.3369	490.4263
		Combinación 2	2.6	-485.4343	15.0509	5.7336	3.4067	22.537	34.5453	485.4343
		Combinación 2	5.2	-480.4423	15.0509	5.7336	3.4067	18.4828	8.8653	480.4423
		Combinación 3	0	-493.7098	11.6431	11.0317	2.5755	56.7868	59.6199	493.7098
		Combinación 3	2.6	-488.7178	11.6431	11.0317	2.5755	29.2464	29.6578	488.7178
		Combinación 3	5.2	-483.7258	11.6431	11.0317	2.5755	17.7137	11.1124	483.7258
		Combinación 4	0	-253.5786	15.0795	7.0229	3.4005	39.796	72.5367	253.5786
		Combinación 4	2.6	-249.9844	15.0795	7.0229	3.4005	21.6286	34.6707	249.9844
		Combinación 4	5.2	-246.3902	15.0795	7.0229	3.4005	14.2222	8.9162	246.3902
		Combinación 5	0	-256.8622	11.6718	12.321	2.5693	59.2306	59.8198	256.8622
		Combinación 5	2.6	-253.268	11.6718	12.321	2.5693	28.338	29.7833	253.268
		Combinación 5	5.2	-249.6737	11.6718	12.321	2.5693	13.4532	11.1633	249.6737

Tabla Nº 112 Modo de vibración en piso 1
Fuente: Propia

b =	0.80	m	
t =	0.80	m	
Varillas 1	1"		
Varillas 2	1"		
N° varillas 1	6		
N° varillas 2	10		
Área de acero 1	5.07	cm2	
Área de acero 2	5.07	cm2	
As =	**81.12**	cm2	
ρ =	**0.013**	Cuantia	**OK**
Fy =	4200	Kg/cm2	
F'c =	280	Kg/cm2	

PARA EL EJE X

Curve #1 0 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	927.1738	0	0
2	927.1738	0	51.4623
3	871.3209	0	83.5617
4	741.9415	0	106.6853
5	603.1452	0	121.8322
6	450.6937	0	129.9035
7	386.3488	0	144.9773
8	295.4153	0	151.8126
9	122.5179	0	115.6199
10	-58.1721	0	63.9277
11	-241.92	0	0

Tabla Nº 113 Cargas y Momentos en X-0°
Fuente: Propia

Curve #13 180 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	927.1738	0	0
2	927.1738	0	-51.4623
3	871.3209	0	-83.5617
4	741.9415	0	-106.6853
5	603.1452	0	-121.8322
6	450.6937	0	-129.9035
7	386.3488	0	-144.9773
8	295.4153	0	-151.8126
9	122.5179	0	-115.6199
10	-58.1721	0	-63.9277
11	-241.92	0	0

Tabla Nº 114 Cargas y Momentos en X-180°
Fuente: Propia

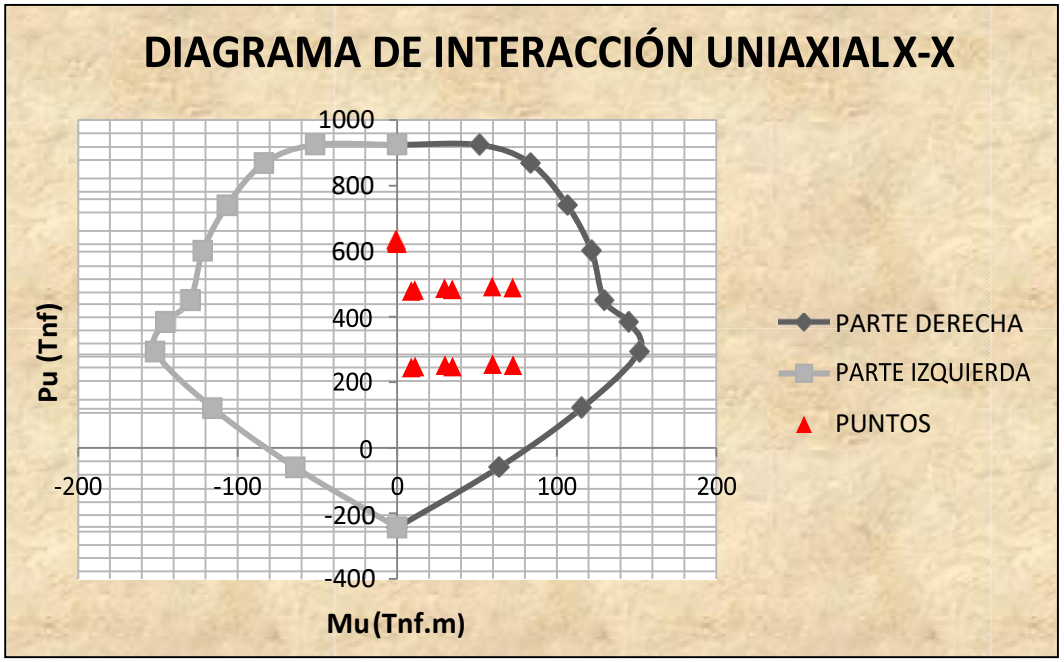


Figura 112 Diagrama de Interacción Uniaxial X-X
Fuente: Propia

PARA EL EJE Y

Curve #7 90 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	927.1738	0	0
2	927.1738	56.0198	0
3	863.9132	89.2122	0
4	734.3667	114.1523	0
5	596.6914	131.6151	0
6	445.908	143.1327	0
7	404.0904	158.9496	0
8	330.4303	169.6236	0
9	175.7134	134.749	0
10	-18.0018	76.5813	0
11	-241.92	0	0

Tabla Nº 115 Cargas y Momentos en Y-90°
Fuente: Propia

Curve #19 270 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	927.1738	0	0
2	927.1738	-56.0198	0
3	863.9132	-89.2122	0
4	734.3667	-114.1523	0
5	596.6914	-131.6151	0
6	445.908	-143.1327	0
7	404.0904	-158.9496	0
8	330.4303	-169.6236	0
9	175.7134	-134.749	0
10	-18.0018	-76.5813	0
11	-241.92	0	0

Tabla Nº 116 Cargas y Momentos en Y-270°
Fuente: Propia

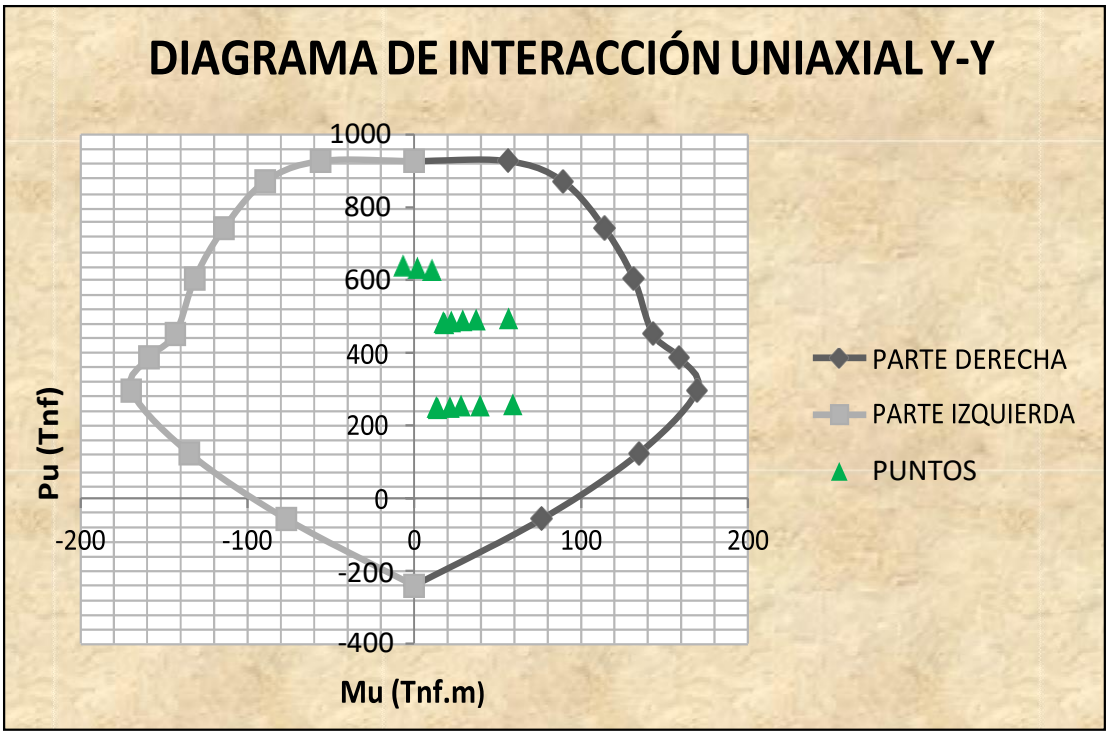


Figura 113 Diagrama de Interacción Uniaxial Y-Y
Fuente: Propia

Como podemos apreciar todos los puntos provenientes de las combinaciones de diseño, se encuentran en zonas muy lejanas a la zona frágil de colapso, por ende se puede asegurar que la columna con la armadura de acero asumida inicialmente, soporta las cargas y momentos actuantes en análisis por flexo-compresión uniaxial.

b) Flexo-compresión Biaxial

Desde el punto de vista de cargas tanto de gravedad como simultáneamente de sismo y el hecho de tener losa maciza armada en dos direcciones, el Dr. Antonio Blanco Blasco nos dice que el efecto de flexión biaxial es importante y casi siempre crítico.

Cuando la flexión es solo en un eje, ya se ha visto que es simple el proceso de construir un diagrama de interacción, variando la ubicación del eje neutro, pero siempre considerando que este era perpendicular a la excentricidad actuante. Sin embargo cuando se tiene el efecto de flexión biaxial se debe tantear la inclinación del eje neutro, su posición y una determinada distribución de refuerzo el cual ya se ha definido anteriormente, se puede plantear el equilibrio de la sección y tomar momentos en X y en Y, obteniendo para esta condición un valor de Pu, Mux y Muy. Si este proceso se repite se puede construir un diagrama de interacción que para el efecto biaxial está en el espacio (3D).

Debido a lo indicado anteriormente la norma peruana nos indica el método a seguir manualmente es este tipo de situaciones, denominado el de las cargas reciprocas (Bresler).

$$\frac{1}{Pu} \geq \frac{1}{\emptyset Pnx} + \frac{1}{\emptyset Pny} - \frac{1}{\emptyset Pno}$$

Solo si:

$$\frac{Pu}{\emptyset Pno} \geq 0.1$$

Las cargas últimas actuantes son las siguientes:

Pu =	**637.8732**	**Tnf**
Mux =	**72.5367**	**Tnf.m**
Muy =	**59.2306**	**Tnf.m**

Los coeficientes para cada tipo de estribaje y trabajo de la columna son:

ϕ Estribada = 0.80

ϕ Espiral = 0.85

ρ Existente = 0.013

ϕ Flexo-compresión = 0.70

Las características adicionales de la columna son:

r libre =	4	cm
Estribo =	3/8"	varilla
Ø =	0.9525	cm
Ø long =	2.54	cm
d =	73.78	cm
Ag =	6400	cm2
b =	80	cm
t =	80	cm

El recubrimiento libre al centroide será:

$$r' = r + \emptyset + \frac{\emptyset_{long}}{2}$$

$$r' = 4 + 0.9525 + \frac{2.54}{2}$$

$$r' = 6.22\ cm$$

Procedemos a calcular la carga axial máxima reducida:

$$\emptyset Pno = \frac{\emptyset[0.85F'c(A_g - A_{st}) + Fy.\ A_{st}]}{1000}$$

$$Pno = \frac{0.80[0.85\ x\ 280(6400-81.12)+4200\ x\ 81.12]}{1000}$$

$$\phi Pno = 1543.82\ Tnf$$

Ahora se va a determinar si es correcto usar el método de Bresler o quizás sea necesario usar el método de contorno de cargas, el método de Bresler solo se usara si:

$$\frac{P_u}{\phi Pno} \geq 0.1$$

$$\frac{637.8732}{1543.82} \geq 0.1$$

$$0.41 \geq 0.1\ \boldsymbol{OK}!!$$

Por lo tanto es correcto aplicar el método de Bresler para el diseño a flexo-compresión biaxial. Se hará uso de distintos ábacos de diagramas de interacción ya establecidos por norma.

- **PARA EL EJE X**

$$\gamma = \frac{b - (r' x2)}{b}$$

$$\gamma = \frac{80 - (6.22x2)}{80}$$

$$\gamma = 0.84$$

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset F' c.\, b.\, t^2}$$

$$Rn = \frac{72.5367\ x\ 10^5}{(0.70)\ (280)\ (80^2)\ (80)}$$

$$Rn = 0.072$$

Como no existe ábacos para ɣ=0.84 se usaran el de ɣ=0.80 y ɣ=0.90 y luego los resultados se interpolaran.

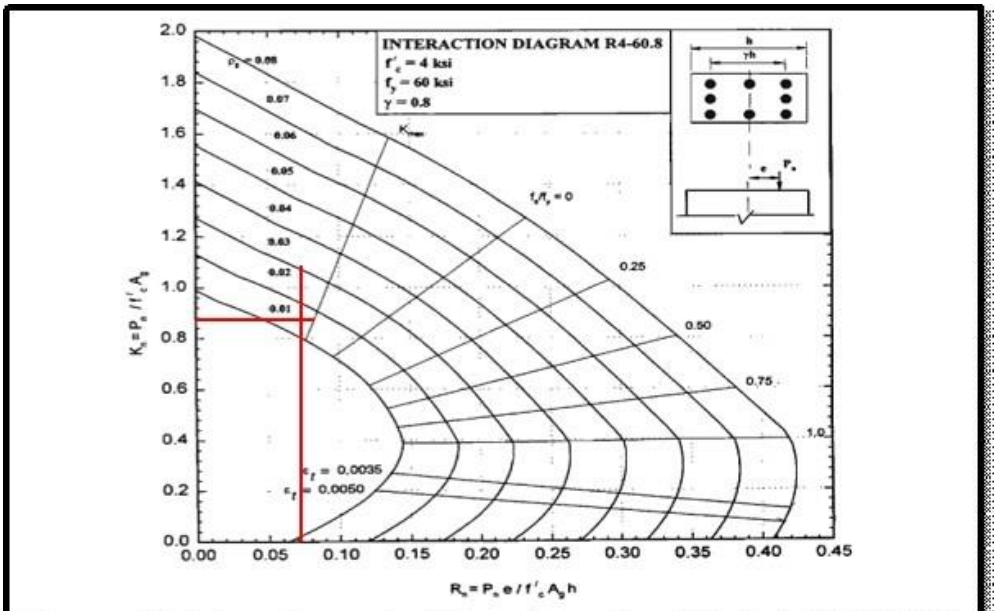


Diagrama C.7. Columna Rectangular. Refuerzo 4 caras, f'c = 280 kg/cm² ACI # R4-60.8

Figura 114 – Diagrama C7 Columna Rectangular
Fuente: Propia

$$Kn = 0.83$$

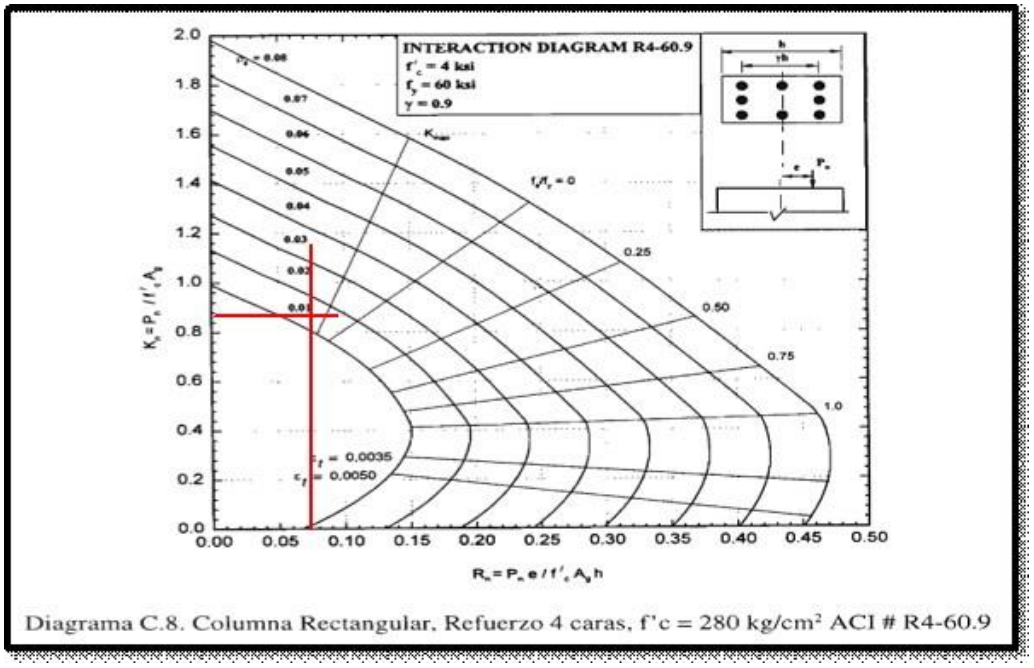


Diagrama C.8. Columna Rectangular. Refuerzo 4 caras, f'c = 280 kg/cm² ACI # R4-60.9

Figura 115 Diagrama C8 Columna Rectangular
Fuente: Propia

$$Kn = 0.841$$

De los resultados obtenidos de los dos ábacos interpolamos linealmente para hallar con un ɣ=0.76

ɣ		Kn
0.8	→	0.838
0.84	→	"x"
0.9	→	0.841

$$Kn_x = 0.84$$

$$\therefore \emptyset Pn_x = (0.70)(280)(80)(80)(0.84)$$

$$\therefore \emptyset Pn_x = 1052.86\ Tn$$

- **PARA EL EJE Y**

$$\gamma = \frac{t - (r'x2)}{t}$$

$$\gamma = \frac{80 - (6.22x2)}{80}$$

$$\gamma = 0.84$$

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset F'\ c.\ b.\ t^2}$$

$$Rn = \frac{59.2306\ x\ 10^5}{(0.70)(280)(80^2)(80)}$$

$$Rn = 0.059$$

Como no existe ábacos para ɣ=0.84 se usaran el de ɣ=0.8 y ɣ=0.90 y luego los resultados se interpolaran linealmente.

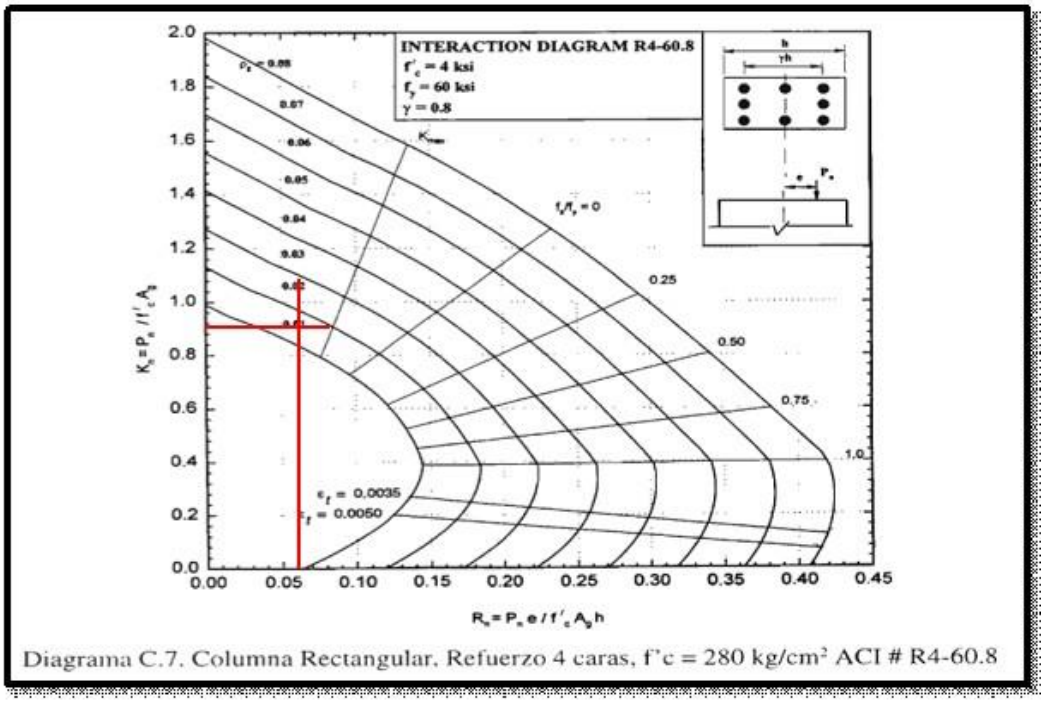


Figura 116 Diagrama C7 Columna Rectangular

Fuente: Propia

$$Kn = 0.85$$

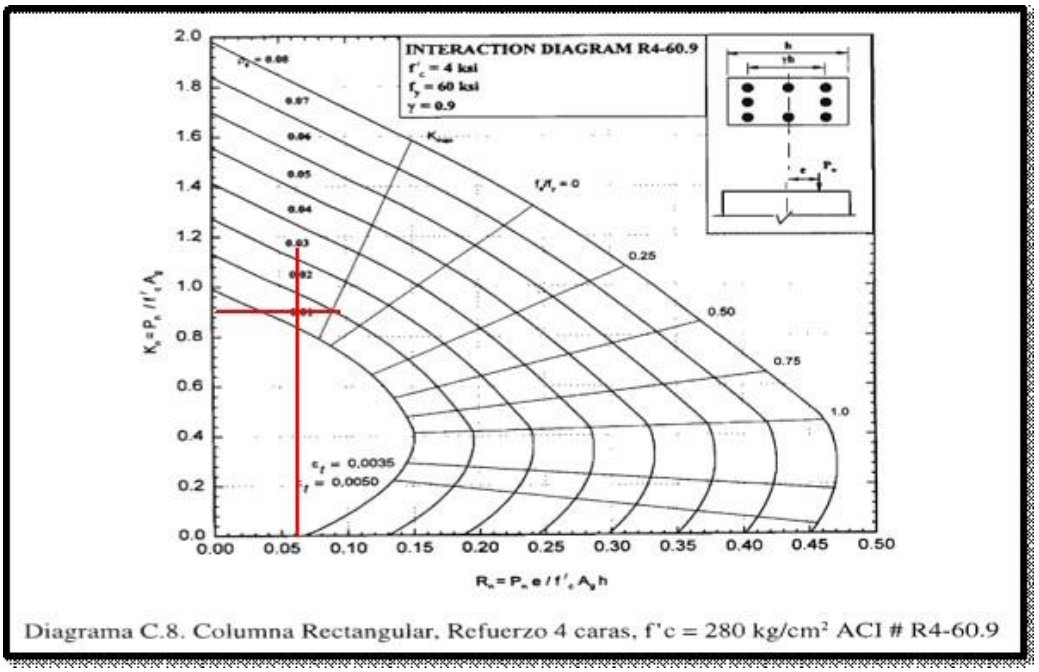


Figura 117 Diagrama C8 Columna Rectangular
Fuente: Propia

$$Kn = 0.86$$

De los resultados obtenidos de los dos ábacos interpolamos linealmente para hallar con un ɣ=0.76

ɣ		Kn
0.8	→	0.85
0.84	→	"x"
0.9	→	0.86

$$Kn_y = 0.85$$

$$\therefore \emptyset Pn_y = (0.70)(280)(80)(80)(0.85)$$

$$\therefore \emptyset Pn_y = 1071.81\ Tn$$

Por ultimo ingresamos todos los valores a la formula dada:

$$\frac{1}{Pu} \geq \frac{1}{\emptyset Pnx} + \frac{1}{\emptyset Pny} - \frac{1}{\emptyset Pno}$$

$$Pu \leq \frac{1}{\frac{1}{\emptyset Pnx} + \frac{1}{\emptyset Pny} - \frac{1}{\emptyset Pno}}$$

$$637.8732 \leq \frac{1}{\frac{1}{1052.86} + \frac{1}{1071.81} - \frac{1}{1543.82}}$$

$$637.87\ Tn \leq 809.68\ Tn\ \boldsymbol{OK}\ !!$$

Como se puede apreciar, las dimensiones dadas en un inicio de la presente tesis en el ítem de pre - dimensionamiento fueron los correctos, así como también en área de acero de refuerzo calculada y analiza mediante flexión tanto uniaxial como biaxial son las correctas ya que logran soportar la carga que en ellas se concentra y los momentos máximos dado con sismo severo en X e Y.

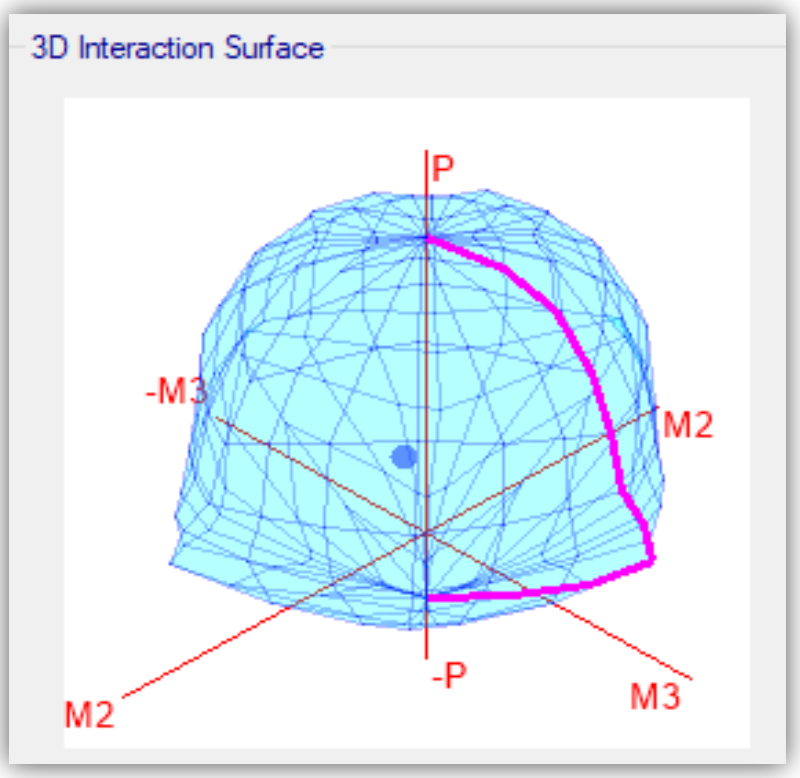


Figura 118 Interacción de sub-base
Fuente: Propia

c) Cortante Unidireccional

Las solicitaciones de corte que actúan en las columnas serán resistidas por el concreto y por los estribos transversales colocados correctamente, como datos tenemos:

$b = 0.80\ m$

$d = 0.7378\ m$

$\emptyset = 0.85\ (Corte)$

$Vu = 15.19\ Tn$

$Nu(Axial\ Máxima) = 637.87\ Tn$

Empezamos:

Calculo de la cortante nominal

$$Vn = \frac{15.19}{0.85} = 17.87\ Tnf$$

- Cálculo de la cortante máxima que resiste el concreto

$$Vc = 0.53\sqrt{F'c}\,(1 - \frac{Nu}{140Ag})\,.\,b.\,d$$

$$Vc = 0.53\sqrt{280}(1 - \frac{637.87\ x\ 10^3}{140(6400)})(80)(73.78)$$

$$Vc\ = 15.08\ Tn$$

- Verificación del cortante máximo que puede resistir el acero

$$Vs = Vn - Vc = 17.87\ Tn - 15.08\ Tn$$

$$Vs = \ 2.79\ Tn$$

$$Vs \leq 2.1\sqrt{F'c}.\ b.\ d$$

$$Vs \leq \ 207.41\ Tn$$

$$(Vu - Vc) < 207.41\ Tn$$

$$2.79\ Tn < \ 207.41\ Tn\ \ \boldsymbol{OK}\ !!$$

Se encuentra en el caso “a” entonces:

$$S \leq \frac{d}{2}\ o\ S \leq 60cm$$

- Cálculo de la armadura transversal

$$S = \frac{Av.\,Fy.\,d}{Vs}$$

Tomando estribos de 3/8’’ y considerando que tiene dos ramales por eje se tiene:

$$Av = 0.71\ x\ 2 = 1.42\ cm^2$$

Entonces:

$$S = \frac{(1.42)(4200)(73.78)}{2790}$$

$$S = 157.71\ cm$$

d) Cortante Bidireccional

El diseño de columnas a cortante bidireccional tiene consideraciones especiales que muchos pasan por alto, pues únicamente diseñan para corte unidireccional.

La capacidad resistente nominal a corte del concreto en las dos direcciones principales (Vcx y Vcy) depende del nivel de esfuerzos cortantes últimos en las dos direcciones (Vux, Vuy).

De la columna en diseño se tiene los siguientes datos:

$$Vx = 15.19\ Tn$$

$$Vy = 12.32\ Tn$$

- Esfuerzo cortante en la dirección “X”

$$Vux = \frac{Vx}{\phi b.\ d}$$

$$Vux = \frac{15190\ Kg}{0.85(80\ cm)(73.78\ cm)}$$

$$Vux = 3.03\ Kg/cm2$$

- Esfuerzo cortante en la dirección “Y”

$$Vuy = \frac{Vy}{\phi b.\ d}$$

$$Vuy = \frac{12320\ Kg}{0.85(80\ cm)(73.78\ cm)}$$

$$Vuy = 2.46\ Kg/cm2$$

- Verificación del cortante máximo que puede resistir el concreto con el acero transversal

$$Vcs = 2.65\sqrt{F'c}$$

$$Vcs = 44.34\ Kg/cm2$$

El esfuerzo cortante combinado es:

$$\sqrt{(Vux)^2 + (Vuy)^2}$$

$$\sqrt{(3.03\ kg/cm2)^2 + (2.46\ kg/cm2)^2} = 3.90\ Kg/cm2$$

Debe verificarse:

$$\sqrt{(Vux)^2 + (Vuy)^2} \leq 2.1\sqrt{F'c}$$

$$3.90\ \frac{Kg}{cm^2} \leq 35.14\ \frac{Kg}{cm^2}\ \ \boldsymbol{OK}\ !!$$

- Cálculo del esfuerzo resistente del concreto en la dirección “X”

$$Vcx = \frac{0.53\sqrt{F'c}}{\sqrt{1 + (\frac{Vuy}{Vux})^2}}$$

$$Vcx = \frac{0.53\sqrt{280}}{\sqrt{1 + (\frac{2.46}{3.03})^2}} = 6.89\ Kg/cm2$$

- Cálculo del esfuerzo resistente del concreto en la dirección “Y”

$$Vcy = \frac{0.53\sqrt{F'c}}{\sqrt{1 + (\frac{Vux}{Vuy})^2}}$$

$$Vcy = \frac{0.53\sqrt{280}}{\sqrt{1 + (\frac{3.03}{2.46})^2}} = 5.59\ Kg/cm2$$

- Cálculo de la armadura transversal en la dirección “X”

$$S = \frac{Avx\ .\ Fy}{(Vux - Vcx).\ bx}$$

$$S = \frac{(1.42)(4200)}{(3.03 - 6.89).\ 80}$$

$$S = -19.31\ cm \approx espaciamiento\ máximo$$

- Cálculo de la armadura transversal en la dirección “Y”

$$S = \frac{Avy.\ Fy}{(Vuy - Vcy).\ by}$$

$$S = \frac{(1.42)(4200)}{(2.46 - 5.59).\ 80}$$

$$S = -23.82\ cm \approx Espaciamiento\ máximo$$

Por lo tanto para resistir las fuerzas cortantes en la dirección “X” e “Y” es necesario estribo de Ø 3/8’’ a espaciamiento máximo detallado en los siguientes párrafos.

Las fuerzas cortantes en las dos direcciones ortogonales son resistidas por ramales diferentes de los estribos cerrados, por lo que no es necesario superponer las dos armaduras calculadas.
Para resistir las fuerzas cortantes en las dos direcciones se toma el menor de los espaciamientos calculados, pero antes verificamos las recomendaciones del ACI.

- La longitud “Lo” de confinamiento no debe ser menor que el mayor entre (d),(e) y (f).

(d) = Una sexta parte de la luz libre del elemento

4.50/6 = 0.75 m

(e) = La mayor dimensión de la sección transversal del elemento

80 cm

(f) = 500 mm

Siendo elegido Lo = 80 cm

- El espaciamiento "**So**" no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c)

(a) = Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

8 x 2.54 cm = 20.32 cm

(b) = La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna

80 cm/2 = 40 cm

(c) = 100 mm

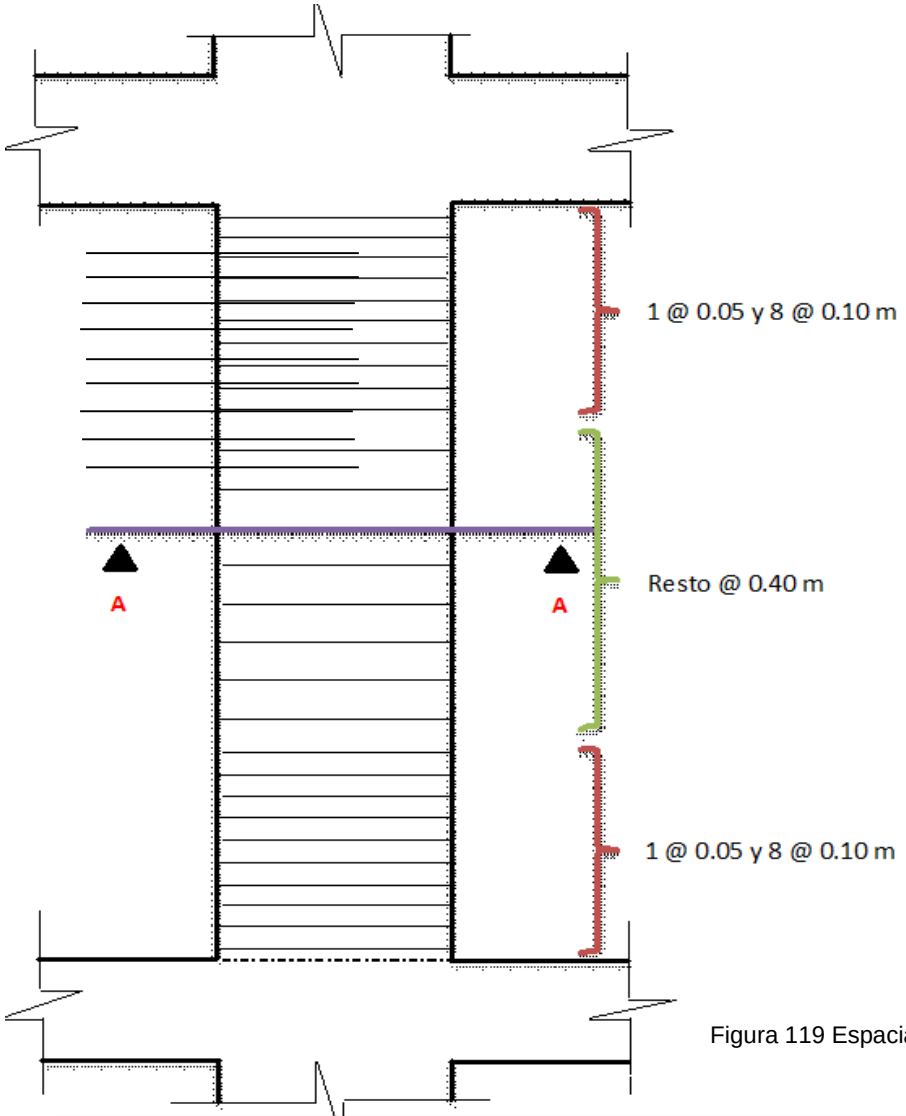
Del cálculo realizado previamente para hallar la separación máxima de los estribos en función a las cortantes bidireccionales, nos sale que es suficiente espaciamiento máximo, pero por recomendaciones del ACI se usara el mínimo recomendado sin importar que la columna no necesite estribación para soportar el corte.

Siendo elegido So = 10 cm

El espaciamiento del acero de refuerzo colocado en la parte central del elemento no debe exceder de d/2, siendo "d" la menor longitud de la sección transversal en elementos de concreto no preesforzado ni 600 mm.

d = 80/2 = 40 cm

Siendo elegido $S_{central}$ = 40 cm



Ø 3/8'' 1 @ 0.05 m, 8 @ 0.10 m Resto @ 0.40 C/E

NOTA: Debido a la sección transversal que se tiene, se empleara mayor acero de refuerzo transversal cumpliendo con la separación máxima de estribos a fin de solo evitar que el acero longitudinal se abra debido a su longitud.

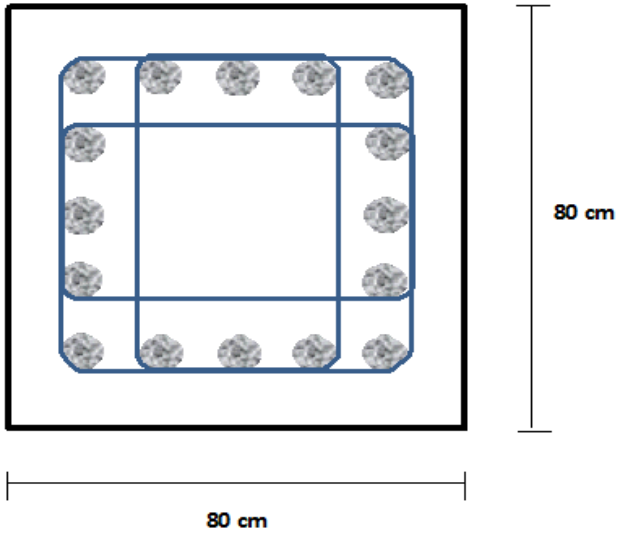


Figura 119 Espaciamiento de Acero en Columna
Fuente: Propia

2.2. DISEÑO DE VIGA

Para el diseño de la viga se tomara la del eje 3 entre B y C, cabe indicar que el resto de vigas sigue el mismo procedimiento.

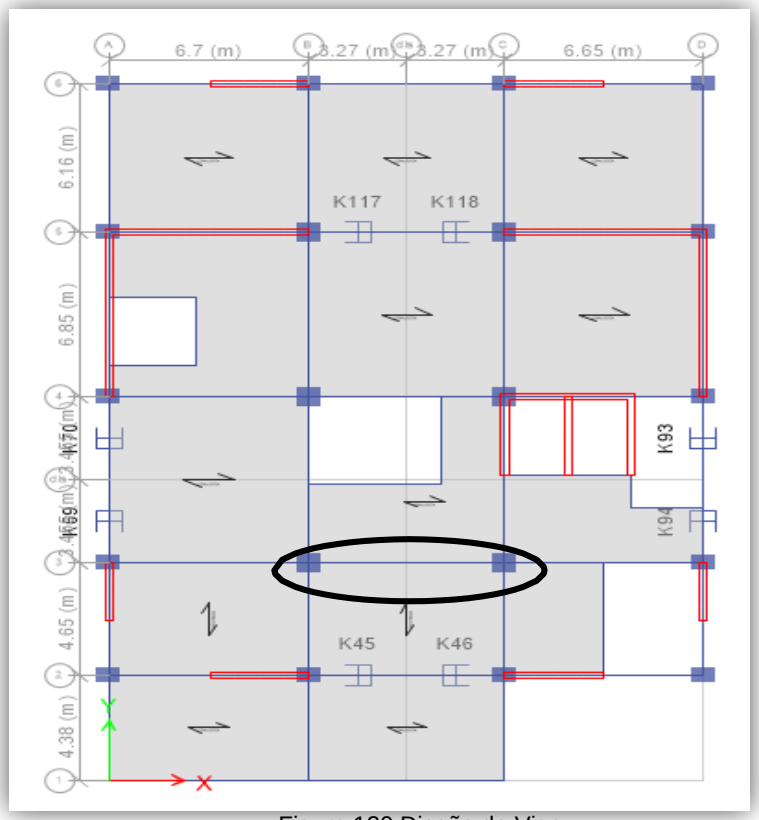


Figura 120 Diseño de Viga
Fuente: Propia

Del modelo en ETABS se procede a extraer momentos y cortantes máximos tanto positivos como negativos

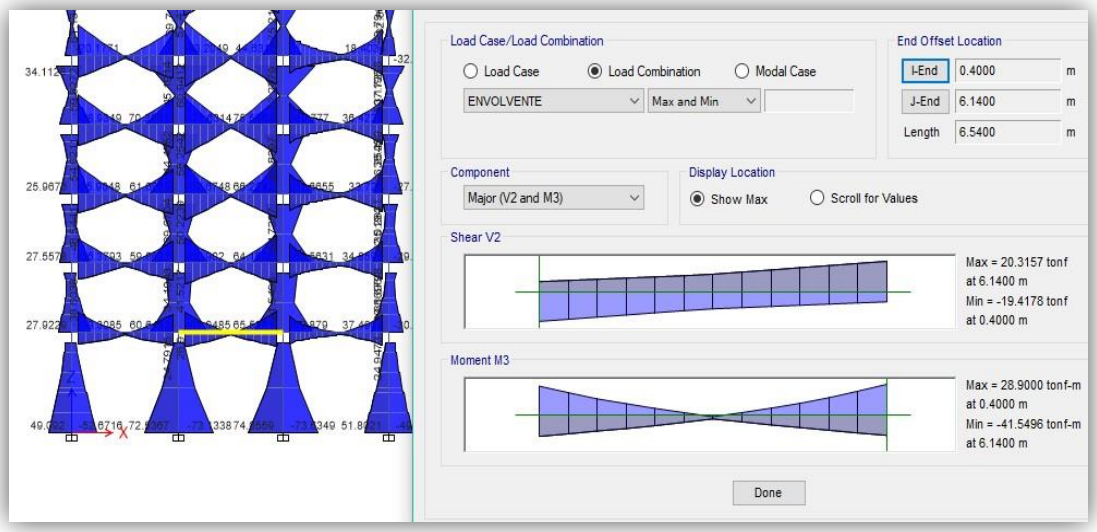


Figura 121 Modelo en ETABS
Fuente: Propia

a) Diseño a flexión (momento máximo negativo)

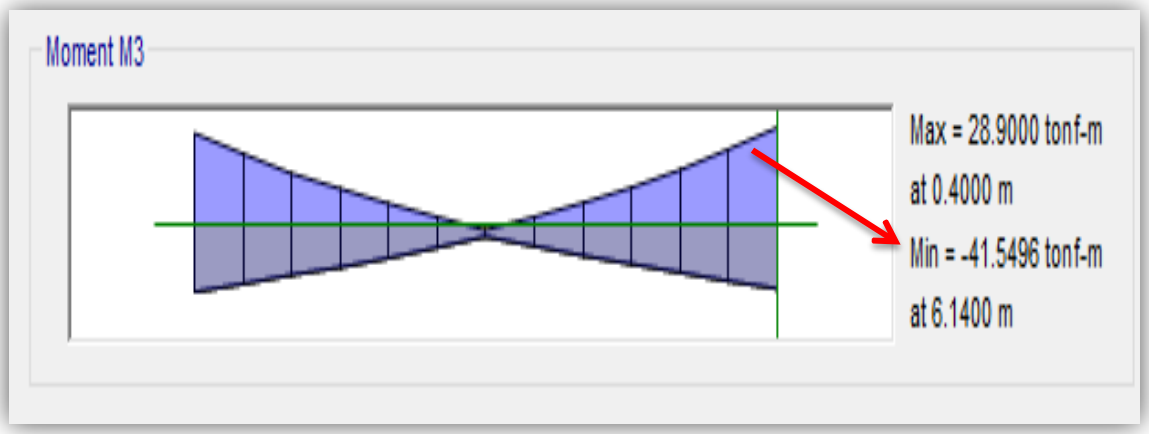
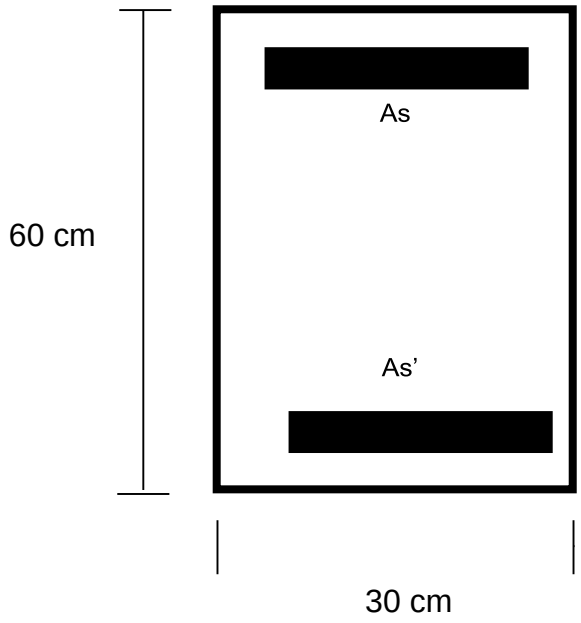


Figura 122 Diseño a Flexión
Fuente: Propia



Características

- F'c = 280 kg/cm2
- Es = 2 x 106
- F'y = 4200 Kg/cm2
- b = 30 cm
- h = 60 cm

- d = 51.24 cm
- r = 6 cm
- Φ = 0.9
- Mu = 41.55 Tn.m = 41.55/0.9 = 46.17 ≈ 4617000 Kg.cm

- **Verificación de la necesidad de acero en compresión**

$$K = 0.85F'c.\,b.\,d$$

$$K = 0.85(280)(30)(51.24)$$

$$K = 365853.6\,Kg$$

$$As = \frac{K}{Fy}[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\Phi.\,K.\,d}}]$$

$$As = \frac{365853.6}{4200}[1 - \sqrt{1 - \frac{2(4617000)}{(0.9)(365853.6)(51.24)}}]$$

$$As = 28.50\,cm^2$$

La cuantía de armado es:

$$\rho = \frac{As}{b.\,d}$$

$$\rho = \frac{28.50\,cm^2}{(30\,cm)(51.24\,cm)} = 0.0185$$

La cuantía balanceada de la sección es:

$$\rho_b = 0.85\beta_I\frac{F'c}{Fy}(\frac{6000}{6000 + Fy})$$

$$\rho_b = (0.85)(0.85)\frac{280}{4200}\left(\frac{6000}{6000+4200}\right)$$

$$\rho_b = 0.0283$$

La cuantía máxima para zonas sísmicas es:

$$\rho_{max} = 0.50\rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.50(0.0283) = 0.0145$$

Dado que la cuantía de acero en tracción calculada (0.0185) es mayor a la cuantía máxima en tracción permisible para zonas sísmicas (0.0145), se requiere el acero en compresión para resistir los momentos.

- **Cálculo del momento flector último que puede resistir la viga con solo acero en tracción**

La cuantía máxima de armado sin acero en compresión es:

$$\rho_{max} = 0.0145$$

La cantidad de acero máxima permisible para la sección sin acero en compresión es:

$$As_{\mathbf{1}} = \rho_{max}.\, b.\, d$$

$$As_{\mathbf{1}} = (0.0145)(30)(51.24)$$

$$As_{\mathbf{1}} = 22.29\ cm^2$$

Calculamos la altura de la zona en compresión:

$$a = \frac{As_1.\, Fy}{0.85F'c.\, b}$$

$$a = \frac{(22.29)(4200)}{(0.85)(280)(30)}$$

$$a = 13.11\ cm$$

El momento flector último resistente con el acero calculado es:

$$Mu_1 = \Phi.\, As_1.\, Fy\ (d - \frac{a}{2})$$

$$Mu_1 = (0.9)(22.29)(4200)\ (51.24 - \frac{13.11}{2})$$

$$Mu_1 = 3764988.30\ Kg.\, cm \approx 37.65\ Tn.\, m$$

- **Cálculo del momento flector que debe ser resistido por el acero adicional y de compresión**

El momento flector que falta por ser resistido es:

$$Mu_2 = Mu - Mu_1$$

$$Mu_2 = 46.17 - 37.65$$

$$Mu_2 = 8.52\ Tn.\, m$$

- **Cálculo de acero adicional y de compresión**

$$As_2 = \frac{Mu_2}{\Phi.\, Fy(d - r')}$$

$$As_2 = \frac{8.52\ x\ 10^5}{(0.9)(4200)(51.24 - 6)}$$

$$As_2 = 4.98\ cm^2$$

Por condiciones de ductilidad el acero complementario de tracción previamente calculada debe ser máximo el 50% del armado en compresión, por lo que:

$$As_2 \leq 0.50As'$$

La condición más económica se produce con la igualdad:

$$As_2 = 0.50As'$$

De donde:

$$As' = \frac{As_2}{0.50} = \frac{4.98}{0.50}$$

$$As' = 9.96\ cm^2$$

El acero de tracción total es:

$$As = As_1 + As_2$$

$$As = 22.29\ cm^2 + 4.98\ cm^2$$

$$As = 27.27\ cm^2$$

As TRACCIÓN

Ø long	As 1 (cm2)	# V	Ø baston	As 2 (cm2)	# V fijas	As a usar	Cumple
1"	5.07	4	1"	5.07	2	30.42	OK

Tabla Nº 117 Acero de Tracción Total
Fuente: Propia

Se procede a calcular el momento resistente y la longitud de los aceros bastones:

El área de acero corrido es:

$$A_{scorrido} = 5.07\ x\ 4$$

$$A_{scorrido} = 20.28\ cm^2$$

La altura de la zona en compresión será:

$$a = \frac{20.28\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 30}$$

$$a = 11.93\ cm$$

Se continúa el cálculo extrayendo de la siguiente tabla los factores de modificación para las longitudes de desarrollo:

TABLA 12.2
FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LAS LONGITUDES DE DESARROLLO

Factor	Condiciones	Valor
Ψt	Barras superiores.*	1,3
	Otras barras.	1,0
Ψe	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que $3db$ o espaciamiento libre menor que $6\ db$.	1,5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1,2
	Barras sin tratamiento superficial	1,0
Ψs	Barras de 3/4" y menores.	0,8
	Barras mayores de 3/4".	1,0
λ	Concreto liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

El producto: $\Psi t\ \Psi s$ no necesita considerarse mayor que 1,7

Figura 123 Factor de Modificación de las Longitudes de Desarrollo
Fuente: Propia

La longitud de desarrollo se calcula con la siguiente formula:

$$l_d = \left(\frac{fy}{3.5\sqrt{f'c}} \cdot \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{cb + Ktr}\right) db$$

$$(\quad db \quad)$$

$$Ktr = \frac{Atr\ x\ Fyt}{105\ x\ s\ x\ n} = 0$$

Ψt =	**1.3**
Ψe =	**1**
Ψs =	**1**
λ =	**1**

a =	6	cm
b =	5.36	cm
Cb =	**5.36**	cm
db =	**2.54**	cm

El momento resistente es:

$$Mr = (0.9)(20.28)(4200)\ (51.24 - \frac{11.93}{2})$$

$$Mr = 34.71\ Tnf.m$$

La distancia para el momento resistente calculado de los bastones es:

$$L = 61\ cm$$

Por lo tanto la longitud de desarrollo será:

$$l_d = (\frac{4200}{3.5\sqrt{280}} . \frac{(1.3)(1)(1)(1)}{(\frac{5.36+0}{2.54})})\ 2.54$$

$$l_d = 112.21\ \ cm$$

Y la longitud final del bastón será:

$$L_{baston} = \frac{L + l_d}{100}$$

$$L_{\ baston} = \frac{61 + 112.21}{100}$$

$$L_{baston} = 1.73\ m$$

AsCOMPRESIÓN

Ø long	As 1 (cm2)	# V	Ø baston	As 2 (cm2)	# V fijas	As a usar	Cumple
1"	5.07	2	5/8"	1.98	0	10.14	OK

Tabla Nº 118 Acero de Compresión Total
Fuente: Propio

c =	21.00000	
a =	17.8500	
Cc =	127449	Kgf
ε's =	0.00214	**Fluye**
εs =	0.00432	**Fluye**
εy =	0.0021	
Fs =	4200	Kgf/cm2
Fy =	4200	Kgf/cm2
Ca =	42588.00	Kgf

C =	170037.000	Kgf
T =	127764.000	Kgf

Si:

$$\varepsilon_s < 0.005 \; ; \phi = 0.65 + (\varepsilon_s - \varepsilon_y) \frac{0.15}{0.005 - \varepsilon_y}$$

Fuerza (Tnf)		Brazo (m)		Momento (Tnf.m)
Cc	127.45	d/2 - a/2	0.167	21.28
Ca	42.59	d/2 - d'	0.196	8.36
T	127.76	d/2	0.256	32.73

Tabla Nº 119 Datos para el Momento Nominal
Fuente: Propio

Se procede a calcular el momento nominal resistente final:

$$Mnr = Cc + Ca + T$$

$$Mnr = 21.28 + 8.36 + 32.73$$

$$Mnr = 62.36 \, Tn.m$$

Como $\varepsilon_s < 0.005$ el ϕ se calcula con la siguiente formula:

$$\phi = 0.65 + (0.00432 - 0.0021)\,\frac{0.15}{0.005 - 0.0021}$$

$$\phi = 0.7648$$

Por lo tanto el momento nominal resiste será:

$$\phi Mnr = Mnr$$

$$Mnr = \frac{62.36}{0.7648}$$

$$Mnr = 47.70\ Tnf.m$$

$$Mnr(47.70\ Tnf.m) > Mu(46.17\ Tnf.m)\ \boldsymbol{OK}!!$$

b) Diseño a flexión (momento máximo positivo)

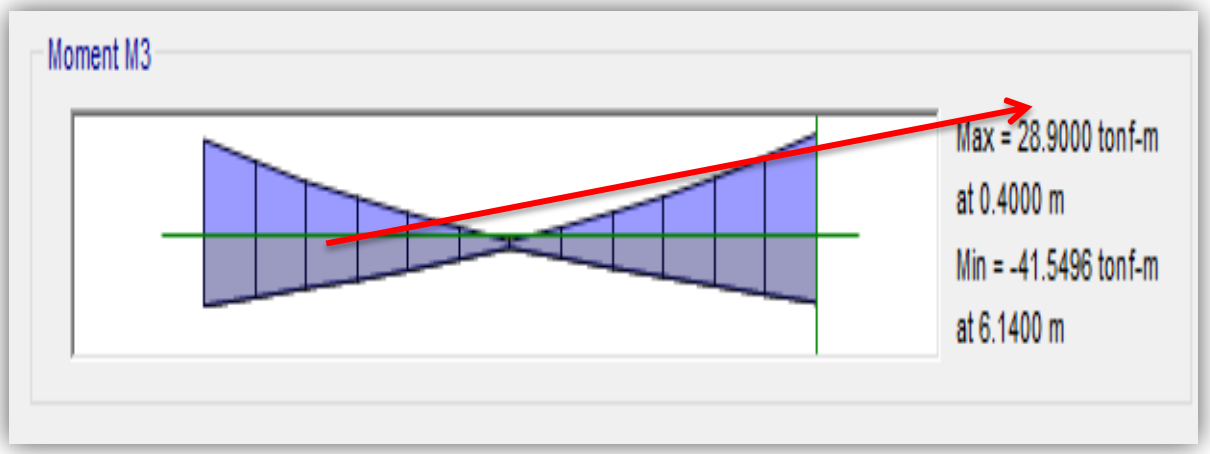
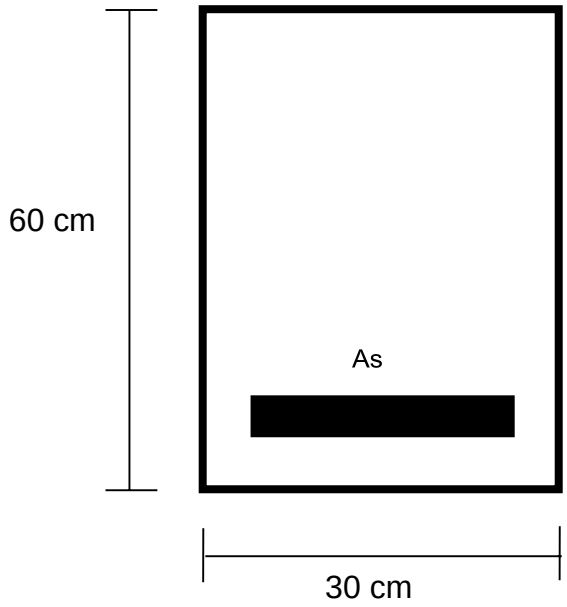


Figura 124 Diseño a Flexión
Fuente: Propia



Características

- Mu = 28.90 Tn.m = 28.90/0.9 = 32.11 ≈ 3211000 Kg.cm

- **Verificación de la necesidad de acero en compresión**

$$K = 0.85F'c.\,b.\,d$$

$$K = 0.85(280)(30)(51.24)$$

$$K = 365853.6\ Kg$$

$$As = \frac{K}{Fy}[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\Phi.\,K.\,d}}]$$

$$As = \frac{365853.6}{4200}[1 - \sqrt{1 - \frac{2(3211000)}{(0.9)(365853.6)(51.24)}}]$$

$$As = 18.55\ cm^2$$

La cuantía de armado es:

$$\rho = \frac{As}{b.d}$$

$$\rho = \frac{18.55\ cm^2}{(30\ cm)(51.24\ cm)} = 0.0121$$

La cuantía balanceada de la sección es:

$$\rho_b = 0.85\beta_I \frac{F'c}{Fy}\left(\frac{6000}{6000 + Fy}\right)$$

$$\rho_b = (0.85)(0.85)\frac{280}{4200}\left(\frac{6000}{6000 + 4200}\right)$$

$$\rho_b = 0.0283$$

La cuantía máxima para zonas sísmicas es:

$$\rho_{max} = 0.50\rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.50(0.0283) = 0.0145$$

Dado que la cuantía de acero en tracción calculada (0.0121) es menor a la cuantía máxima en tracción permisible para zonas sísmicas (0.0145), no se requiere el acero en compresión para resistir los momentos, siendo la viga simplemente armada para el momento máximo positivo.

- **Cálculo del acero en tracción por el método del tanteo:**

Ahora procedemos a calcular la sección aproximada de compresión en el concreto con la siguiente razón:

$$a = \frac{d}{5}$$

$$a = \frac{54}{5} = 10.8\ cm$$

Se inicia la primera iteración para cálculo positivo de acero

$$As = \frac{Mu}{\emptyset Fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{32.11\ x\ 10^5}{0.9x4200(54 - \frac{10.8}{2})}$$

$$As\ = 17.48\ cm^2$$

Volvemos hallar la nueva zona en compresión del concreto en la viga simplemente armada:

$$a\ = \frac{As\ \ x\ Fy}{0.85\ x\ \ F'c\ x\ b}$$

$$a = \frac{17.48\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 30}$$

$$a\ = 10.28\ cm$$

Iniciamos la segunda iteración teniendo la nueva altura en compresión.

$$As = \frac{32.11\ x\ 10^5}{0.9x4200(54 - \frac{10.28}{2})}$$

$$As\ = 17.39\ cm^2$$

$$a = \frac{17.39\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 30}$$

$$a = 10.23\ \ cm$$

Tercera iteración:

$$As = \frac{32.11\ x\ 10^5}{0.9x4200(54 - \frac{10.23}{2})}$$

$$As\ = 17.38\ cm^2$$

$$a = \frac{17.38\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 30}$$

$$a = 10.22\ \ cm$$

Cuarta y última iteración:

$$As = \frac{32.11\ x\ 10^5}{0.9x4200(54 - \frac{0.22}{2})}$$

$$As\ = 17.38\ cm^2$$

$$a = \frac{17.38\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 30}$$

$$a = 10.22\ cm$$

Se concluye la iteración debido que se llegó a la mínima dispersión en alturas de zona de compresión, logrando encontrar al área de acero en flexión de 17.38 cm2.

Usando:

Ø long	As 1 (cm2)	# V	Ø baston	As 2 (cm2)	# V fijas	As a usar	Cumple
1"	5.07	2	1"	5.07	2	20.28	OK

Tabla Nº 120 Área de Acero en Flexión
Fuente: Propia

Se procede a calcular el momento resistente y la longitud de los aceros bastones:
El área de acero corrido es:

$$A_{scorrido}\ = 5.07\ x\ 2$$

$$A_{scorrido}\ = 10.14\ cm^2$$

La altura de la zona en compresión será:

$$a = \frac{10.14\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 30}$$

$$a\ = 5.96\ cm$$

Se continúa el cálculo extrayendo de la siguiente tabla los factores de modificación para las longitudes de desarrollo:

TABLA 12.2
FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LAS LONGITUDES DE DESARROLLO

Factor	Condiciones	Valor
Ψt	Barras superiores.*	1,3
	Otras barras.	1,0
Ψe	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que $3db$ o espaciamiento libre menor que $6\ db$.	1,5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1,2
	Barras sin tratamiento superficial	1,0
Ψs	Barras de 3/4" y menores.	0,8
	Barras mayores de 3/4".	1,0
λ	Concreto liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

El producto: $\Psi t\ \Psi s$ no necesita considerarse mayor que 1,7

Figura 125 Factor de Modificación de las Longitudes de Desarrollo

La longitud de desarrollo se calcula con la siguiente formula:

$$l_d = \left(\frac{fy}{3.5\sqrt{f'c}} \cdot \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{cb + Ktr}\right) db$$

$$\left(\quad db \quad \right)$$

$$Ktr = \frac{Atr\ x\ Fyt}{105\ x\ s\ x\ n} = 0$$

Ψt =	**1.3**
Ψe =	**1**
Ψs =	**1**
λ =	**1**

a =	6	cm
b =	5.36	cm
Cb =	**5.36**	cm
db =	**2.54**	cm

El momento resistente es:

$$Mr = (0.9)(10.14)(4200)(54 - \frac{5.96}{2})$$

$$Mr = 19.56\ Tnf.m$$

La distancia para el momento resistente calculado de los bastones es:

$$L\ = 165\ cm$$

Por lo tanto la longitud de desarrollo será:

$$l_d = (\frac{4200}{3.5\sqrt{280}}.\frac{(1.3)(1)(1)(1)}{(\frac{5.36+0}{2.54})})\ 2.54$$

$$l_d = 112.21\ \ cm$$

Y la longitud final del bastón será:

$$L_{baston}\ = \frac{L + l_d}{100}$$

$$L_{baston} = \frac{165 + 112.21}{100}$$

$$L_{baston}\ = 2.77\ m$$

c) Diseño a cortante

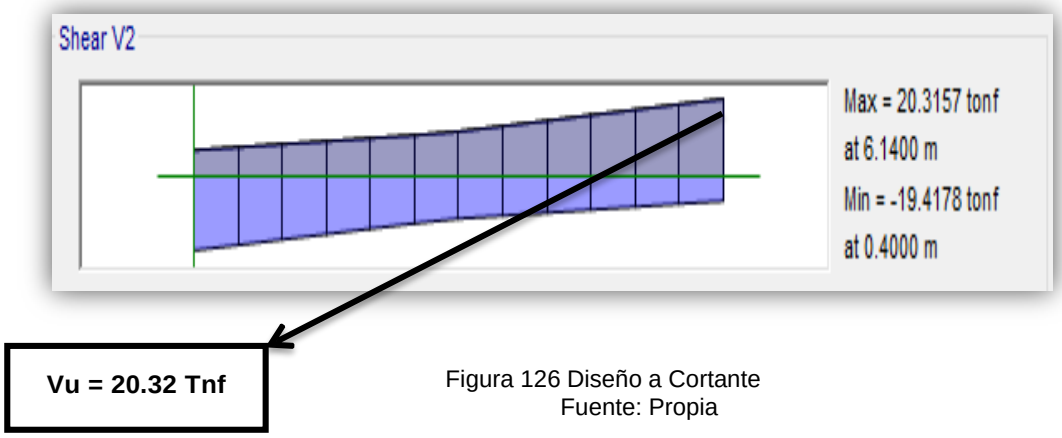


Figura 126 Diseño a Cortante
Fuente: Propia

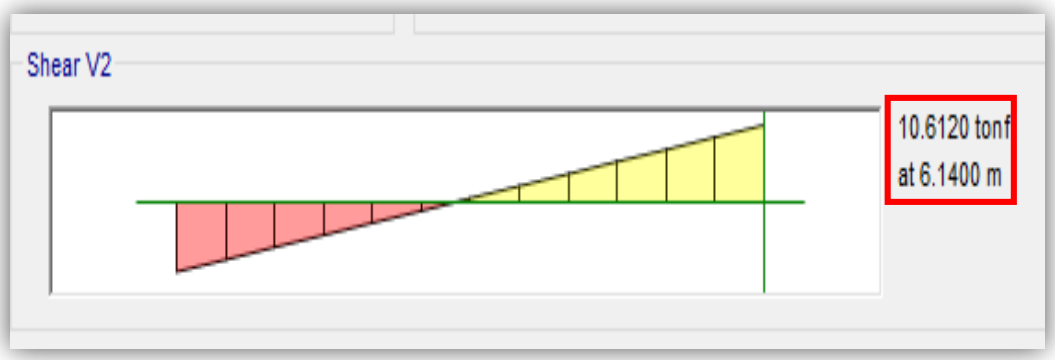


Figura 127 Cortante Proveniente del Combo 1
Fuente: Propia

El cortante proveniente de la envolvente es:

$$Vu_{envolvente} = 20.35\ Tnf$$

El cortante proveniente del combo 1 es:

$$Vu_{combo\ 1} = 10.61\ Tnf$$

El cortante último nominal será:

$$Vu_{nominal} = Vu_{combo\ 1} + \frac{\sum Mnr}{Ln}$$

$$Vu_{nominal} = 10.61 + \frac{51.81 + 36.82}{6}$$

$$Vu_{nominal} = 25.38\ Tnf$$

El cortante último de diseño será:

$$Vu_{diseño} = \frac{Max(Vu_{envolvente} : Vu_{nominal})}{0.85}$$

$$Vu_{diseño} = \frac{25.38}{0.85}$$

$$Vu_{diseño} = 29.86\ Tnf$$

- **Capacidad resistente del hormigón al corte**

$$Vc = 0.53\sqrt{F'c}xbxd$$

$$Vc = 0.53\sqrt{280}x30x51.24$$

$$Vc = 13.63\ Tnf$$

- **Esfuerzo cortante equivalente absorbido por el acero transversal es:**

$$Vs = Vu - Vc$$

$$Vs = 29.86\ Tn - 13.63\ Tn$$

$$Vs = 16.23\ Tnf$$

- **Máximo esfuerzo de corte que puede absorber el acero**

La cortante se encuentra en el caso 3 donde Vu > Vc

$$Vs < 2.12\sqrt{F'c}xbxd$$

$$16.23 < 2.12\sqrt{280}x30x51.24$$

$$16.23\ Tn < 54.53\ Tn\ \boldsymbol{OK}\ !!$$

- **Zona de confinamiento**

Entonces el espaciamiento en la zona de confinamiento será el menor de:

$$s \leq \frac{d}{4}$$

$$s \leq \frac{51.24}{4}$$

$$s\ = 12.81\ cm$$

$$s \leq\ 30\ cm$$

$$s \leq 10db_{mayor}$$

$$s\ \leq 10(2.54)$$

$$s \leq\ 25.4\ cm$$

$$s \leq 24db_{estribo}$$

$$s\ \leq 24(1.953)$$

$$s\ \leq 46.87\ cm$$

$$s_{max} = \frac{Av.\ Fy.\ d}{Vs}$$

$$Av = 2\ (^{3}/_{8}^{''}) = 1.42\ cm^2$$

$$s_{max} = \frac{(1.42)(4200)(51.24)}{16.23}$$

$$s_{max} = 18.83\ cm \approx 15\ cm$$

De los 5 cálculos se elige el menor, siendo este el primero de 12.81 cm, como mencionado valor es poco trabajable a la hora de la ejecución, se tomara un valor redondeado de 12 cm.

- **Longitud de confinamiento**

$$Lo \leq 2h$$

$$Lo \leq 2(60) = 120\ cm$$

- **Longitud fuera de la zona de confinamiento**

$$Lfc = 0.50d$$

$$Lfc = 0.50(51.24)$$

$$Lfc = \ 25.62\ cm\ \approx 25\ cm$$

Por recomendaciones del ACI el primer estribo no debe ubicarse a más de 5 cm medido desde la cara de la viga.

Quedando la distribución de estribos de la siguiente manera

3/8 ‘’ 1 @ 0.05 10 @ 0.12 Resto @ 0.25 C/E

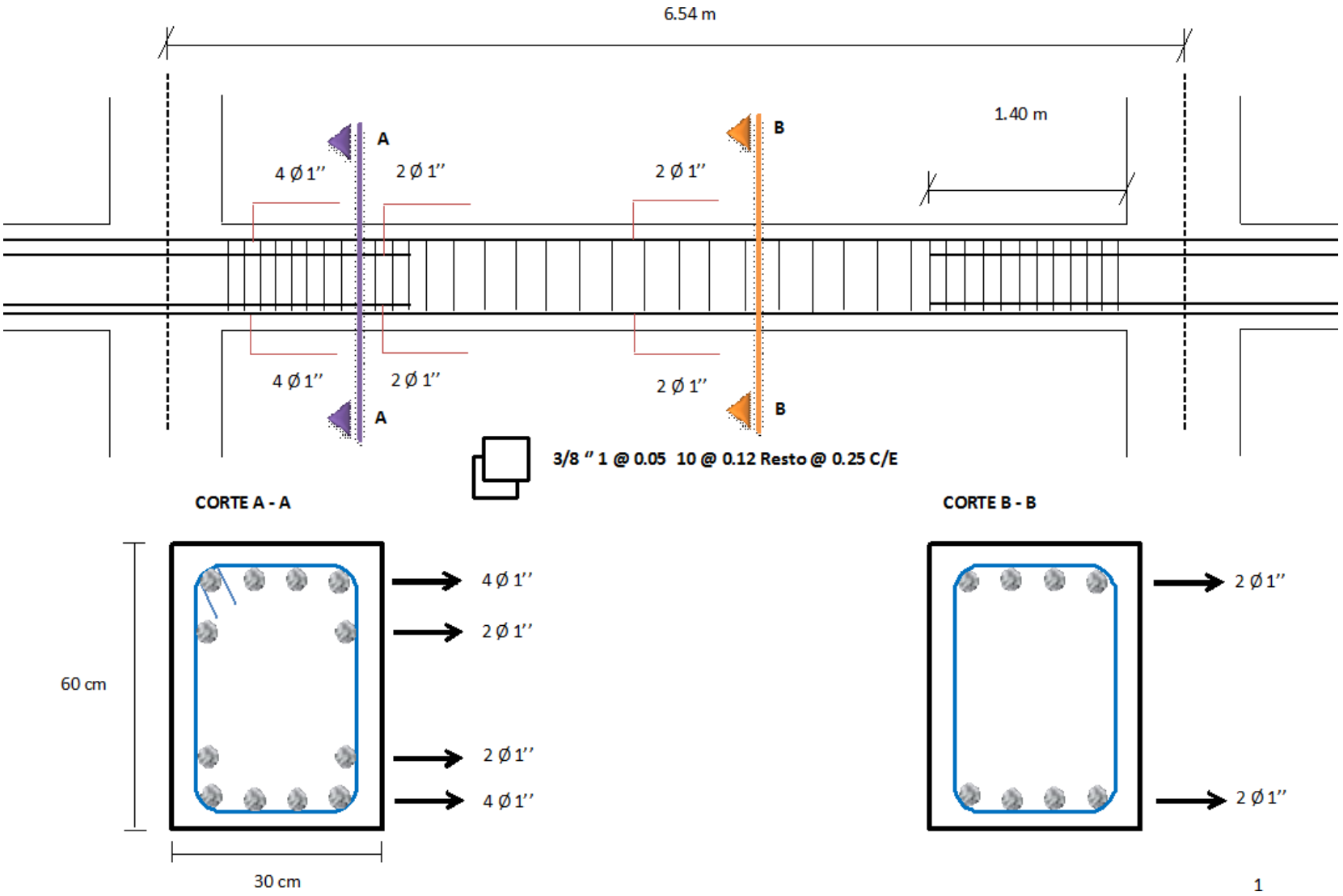


Figura 128 Distribución de Estribos
Fuente: Propia

2.3. DISEÑO DE LOSA MACIZA

A modo de ejemplo se diseña un paño de losa maciza perteneciente al piso 3 en la cual se generan los esfuerzos máximos, los demás paños en diferentes niveles siguen el mismo procedimiento.

Para el diseño de las losa maciza se hará uso del software Safe 2016, para lo cual se exportara todas las cargas y esfuerzos del software Etabs , hacia el software Safe, del cual se sacara los esfuerzos máximos para poder hallar el área de acero.

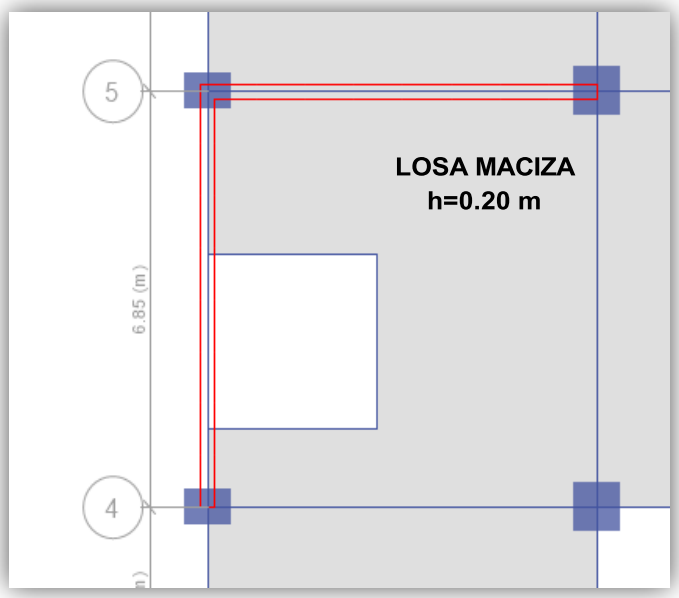


Figura 129 Diseño de Losa Maciza
Fuente: Propia

PARA EL EJE X

a) Cargas

- **Muerta**

Tabiquería: 0.15 Tn/m2

Acabados: 0.10 Tn/m2

- **Viva**

Sobrecarga: 0.25 Tn/m2

b) Esfuerzos

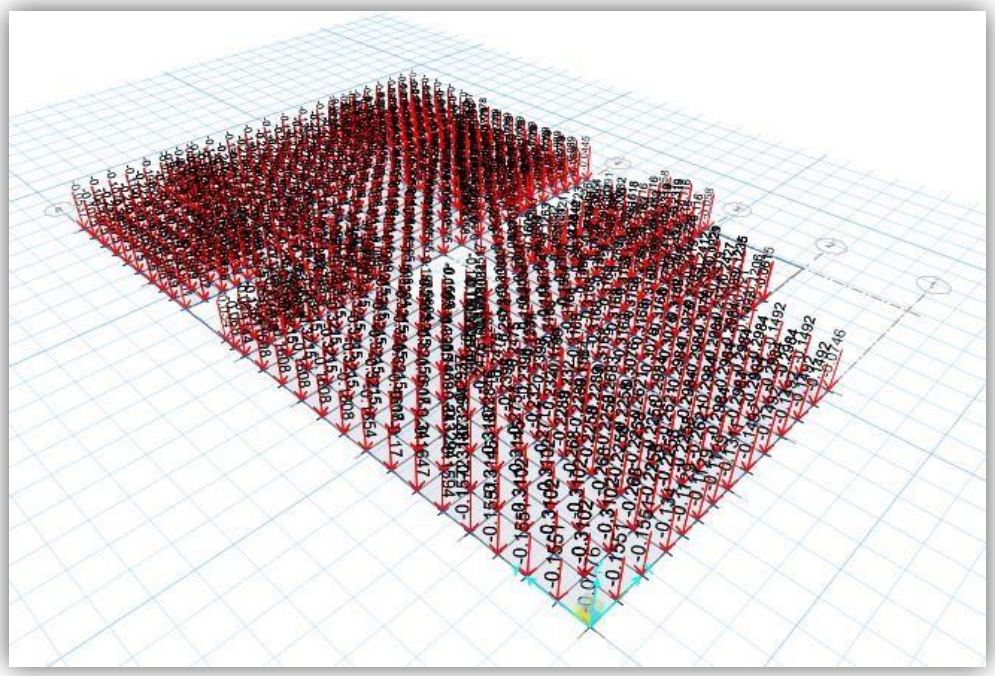


Figura 130 Esfuerzos eje x
Fuente: Propia

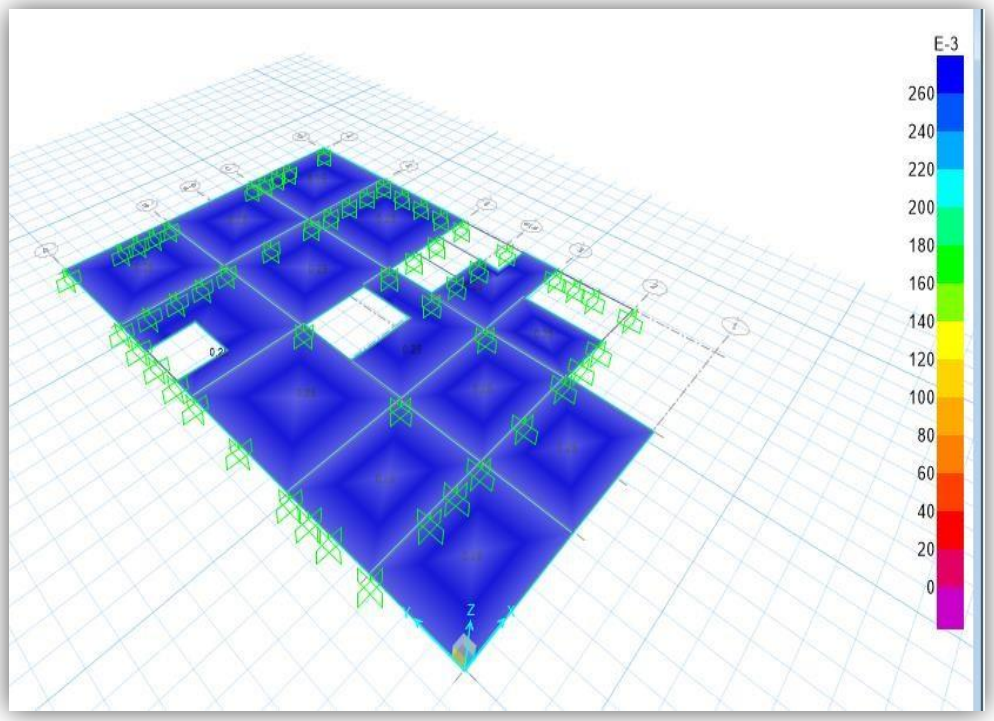


Figura 131 Esfuerzos eje X
Fuente: Propia

c) Esfuerzos a mostrar con el software Safe 2016

Se muestra los esfuerzos máximos M11 en todo el piso 3, de la cual se diseñara la losa maciza en el eje X.

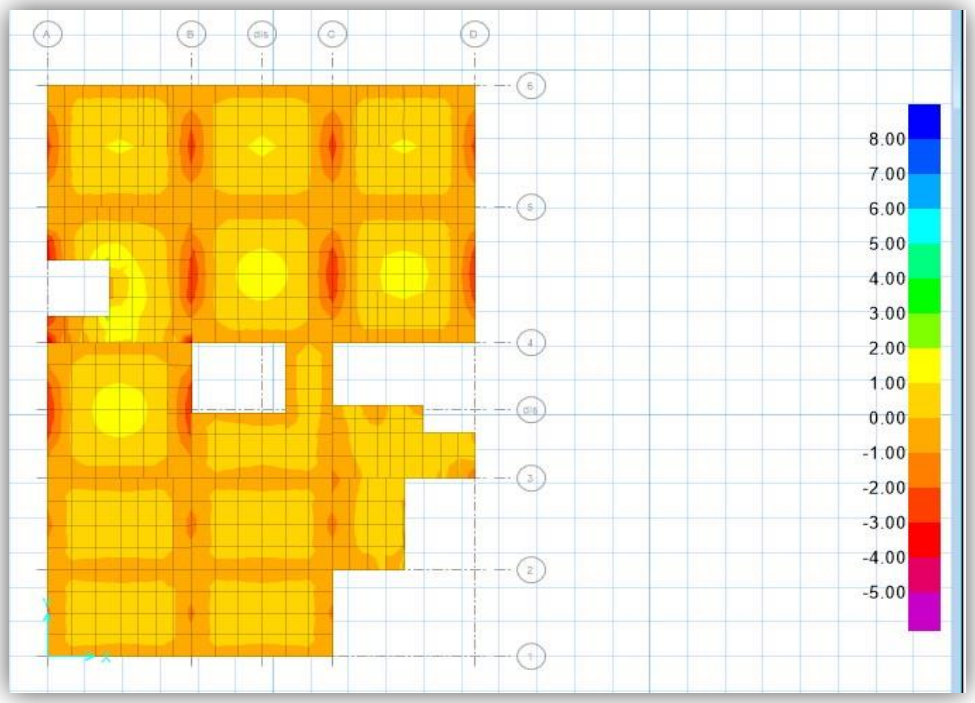


Figura 132 Esfuerzos en Software 2016 eje X
Fuente: Propia

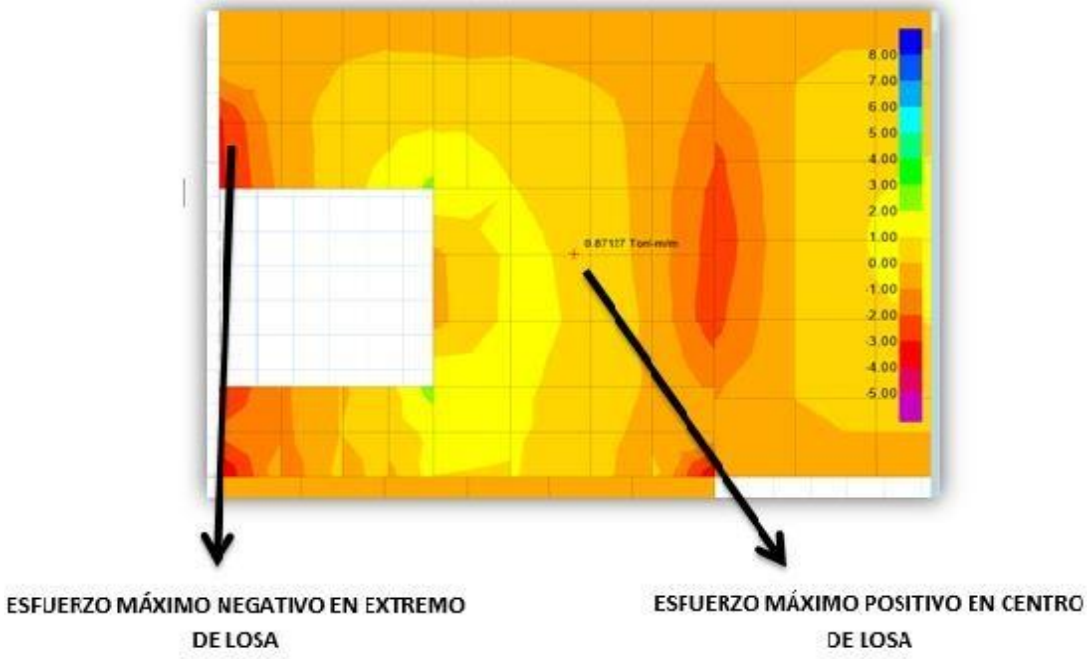


Figura 133 Esfuerzo Máximo Positivo y Esfuerzo Máximo Negativo en X
Fuente: Propia

- Momento máximo positivo en el eje "X"

- 0.87 Tn.m

- Momento máximo negativo en el eje "X"

○ -2.73 Tn.m

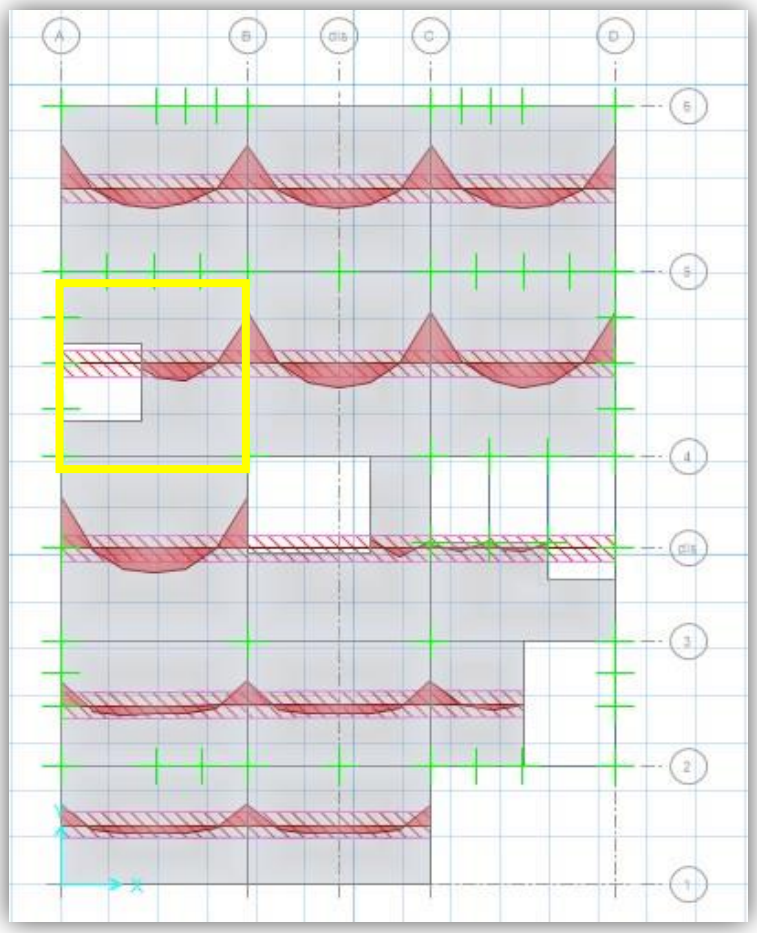
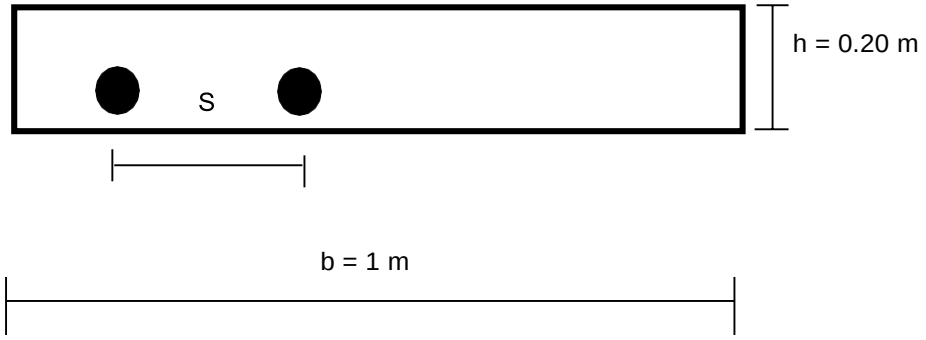


Figura 134 Momento Máximos Flectores
Fuente: Propia

d) Diseño por flexión

- Se trabajará con una franja de 1 metro cuadrado y el peralte ya Definido en el análisis sísmico.



- Para momento inferior positivo → **0.87 Tn.m**

Se tendrá como recubrimiento al centroide del acero de 3 cm, con ello procedemos a calcular el peralte efectivo:

$$d = h - r$$

$$d = 20 - 3 = 17\ cm$$

Ahora procedemos a calcular la sección aproximada de compresión en el concreto con la siguiente razón:

$$a = \frac{d}{5}$$

$$a = \frac{17}{5} = 3.4\ cm$$

Se inicia la primera iteración para cálculo positivo de acero

$$As = \frac{Mu}{\emptyset Fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{0.87\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{3.4}{2})}$$

$$As = 1.504\ cm^2$$

Volvemos hallar la nueva zona en compresión del concreto en la losa maciza

$$a = \frac{As\ \ x\ Fy}{0.85\ x\ \ F'c\ x\ b}$$

$$a = \frac{1.504\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 0.265\ cm$$

Iniciamos la segunda iteración teniendo la nueva altura en compresión.

$$As = \frac{0.87\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{0.265}{2})}$$

$$As = 1.365\ cm^2$$

$$a = \frac{1.365\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 0.241\ \ cm$$

Tercera y última iteración:

$$As = \frac{0.87\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{0.241}{2})}$$

$$As\ = 1.364\ cm^2$$

$$a = \frac{1.365\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 0.241\ cm$$

Se concluye la iteración debida que se llegó a la mínima dispersión en alturas de zona de compresión, logrando encontrar al área de acero en flexión de 1.364 cm2.

- **Para momento superior negativo** → **-2.73 Tn.m**

Se inicia la primera iteración para cálculo negativo de acero.

$$As = \frac{Mu}{\emptyset Fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{2.73\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{3.4}{2})}$$

$$As =\ 4.72\ cm^2$$

Volvemos hallar la nueva zona en compresión del concreto en la losa maciza.

$$a\ = \frac{As\ \ x\ Fy}{0.85\ x\ F'c\ x\ b}$$

$$a = \frac{4.72\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 0.833 \ \ cm$$

Iniciamos la segunda iteración teniendo la nueva altura en compresión.

$$As = \frac{2.73\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{0.833}{2})}$$

$$As = 4.355\ cm^2$$

$$a = \frac{4.355\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 0.769 \ \ cm$$

Tercera iteración:

$$As = \frac{2.73\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{0.769}{2})}$$

$$As = \ 4.347\ cm^2$$

$$a = \frac{4.347\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 0.767\ cm$$

Cuarta iteración:

$$As = \frac{2.73\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{0.767}{2})}$$

$$As \ = 4.346\ cm^2$$

$$a = \frac{4.346\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 0.767\ cm$$

Se concluye la iteración debido a que se llegó a la mínima dispersión en alturas de zona de compresión, logrando encontrar al área de acero en flexión de 4.346 cm2.

- **Verificación por acero mínimo**

$$As_{min} = 0.0018\ x\ b\ x\ h$$

$$As_{min} = 0.0018\ x\ 100\ x\ 20$$
$$As_{min} = 3.6\ cm^2$$

$$As^{+}(1.364\ cm^2) < As_{min}(3.6\ cm^2)$$

Se usara acero mínimo para el momento inferior positivo

$$As_X = 3.6\ cm^2$$

Se procede hallar el espaciamiento en el metro de franja analizado, con acero de 3/8''.

$$S = \frac{Ab}{As}\ x\ 100$$

$$S = \frac{0.71}{3.6}\ x\ 100 = 19.72\ cm$$

$$\boxed{\therefore \emptyset\ 3/8''@\ 18\ cm}$$

Ahora para el momento máximo negativo

$$As^{-}(4.346\ cm^2) > As_{min}(3.6\ cm^2)$$

Debido a que el área de acero mínimo es menor al área de acero encontrado negativo, se elegirá el área de acero encontrado.

$$As_X = 4.346\ cm^2$$

Se procede hallar el espaciamiento en el metro de franja analizado, con acero de 3/8''.

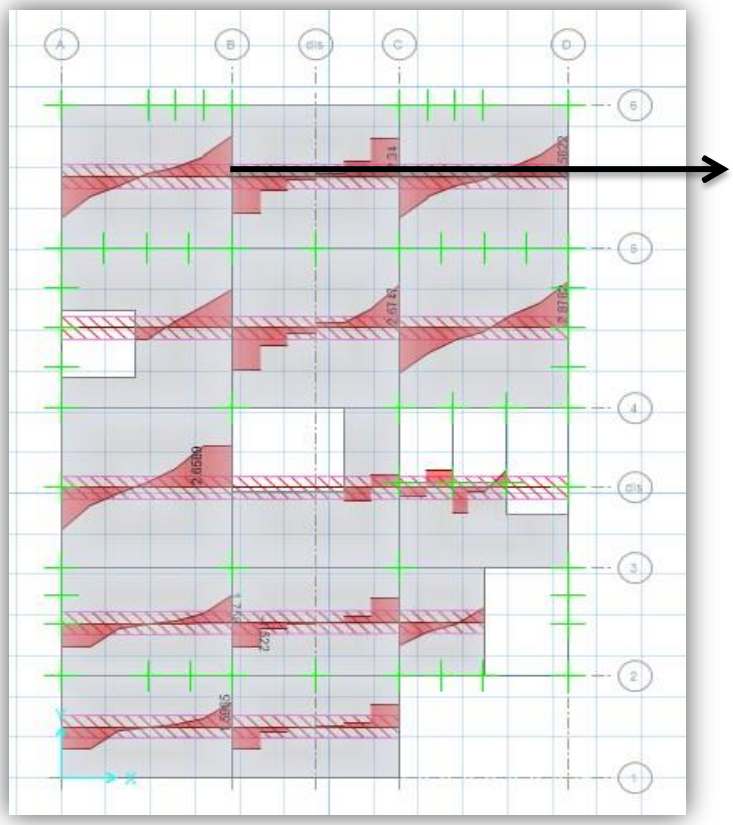
$$S = \frac{Ab}{As}\ x\ 100$$

$$S = \frac{0.71}{4.346}\ x\ 100 = 16.34\ cm$$

$$\boxed{\therefore \emptyset\ 3/8''@\ 15\ cm}$$

e) Verificación por cortante

Se realiza la verificación de fuerza cortante en la losa, para lo cual del modelo asistido por el software SAFE se extrae la máxima fuerza de corte no solo dada en el paño en diseño, sino de toda la sección en planta perteneciente al tercer piso del edificio, para lo cual de no cumplir, se tendrá que aumentar el peralte.



CORTANTE MAXIMO

2.39 Tn

Figura 135 Verificación por Cortante Maximo
Fuente: Propia

Se tiene una cortante última proveniente de la envolvente del análisis sísmico ya previamente ejecutado.

$$Vu = 2.39\ Tn$$

Esfuerzo de corte que puede soportar el concreto:

$$Vc = \emptyset\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{F'c}\ x\ b\ x\ d$$

$$Vc = 0.85\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{280}\ x\ 100\ x\ 17$$

$$Vc\ =\ 12815\ Kg\ \approx\ 12.82\ Tn$$

Se tiene entonces:

$$Vu\ (2.39\ Tn) < Vc\ (12.82\ Tn)\ \boldsymbol{OK}!!$$

PARA EL EJE Y

a) Cargas

- **Muerta**

Tabiquería: 0.15 Tn/m2
Acabados: 0.10 Tn/m2

- **Viva**

Sobrecarga: 0.25 Tn/m2

b) Esfuerzos

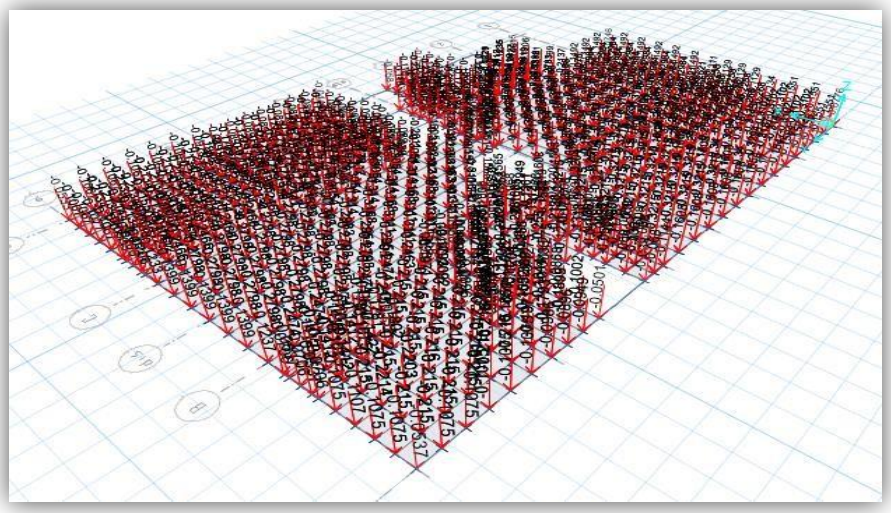


Figura 136 Esfuerzos en Y
Fuente: Propia

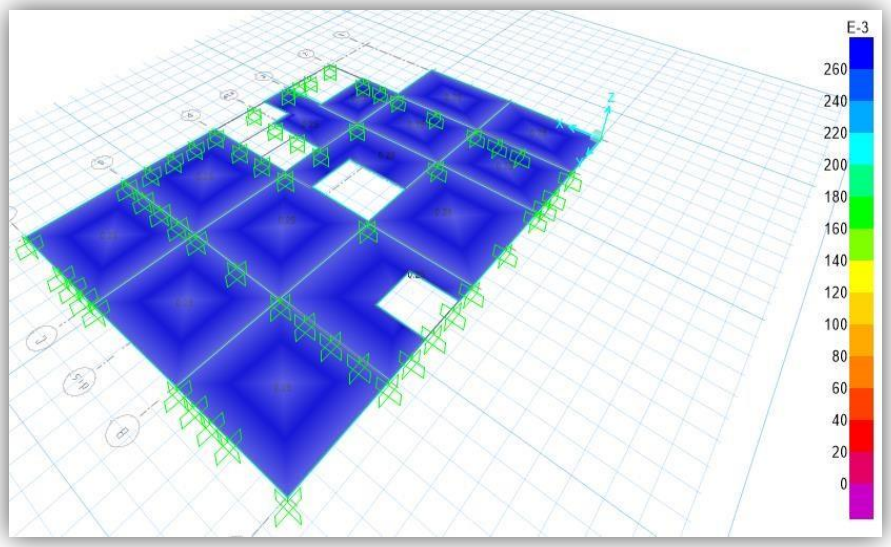


Figura 137 Esfuerzos en Y
Fuente: Propia

c) Esfuerzos a mostrar con el software Safe 2016

Se muestra los esfuerzos máximos M11 en todo el piso 3, de la cual se diseñara la losa maciza en el eje Y.

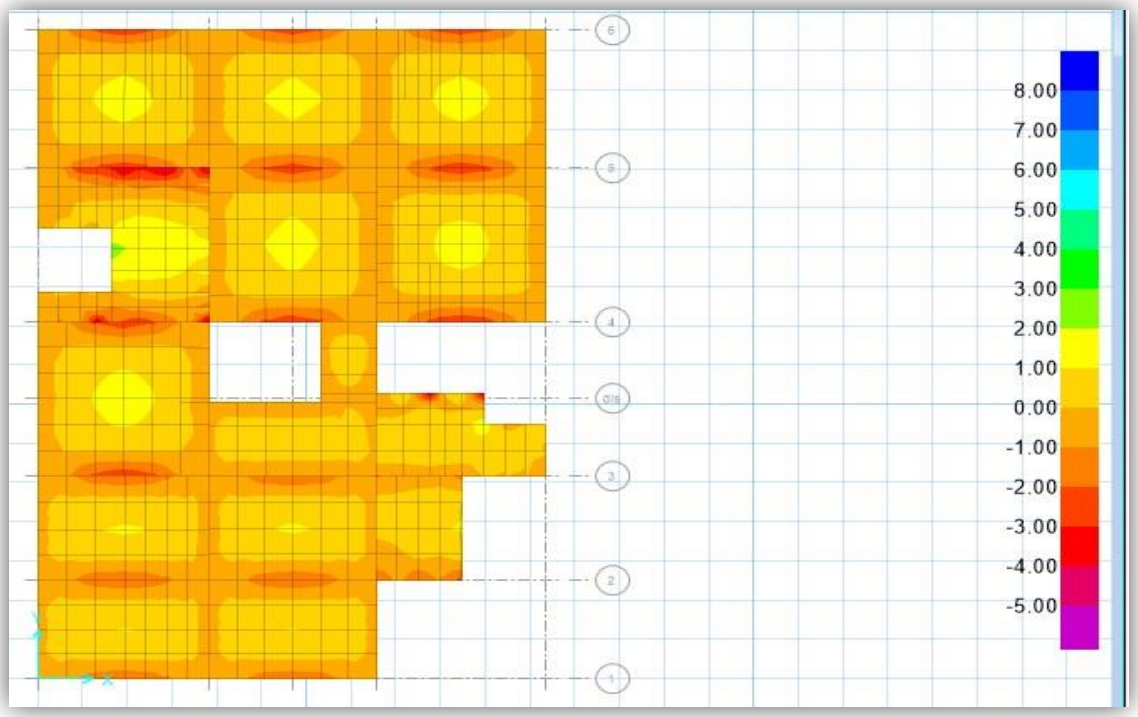
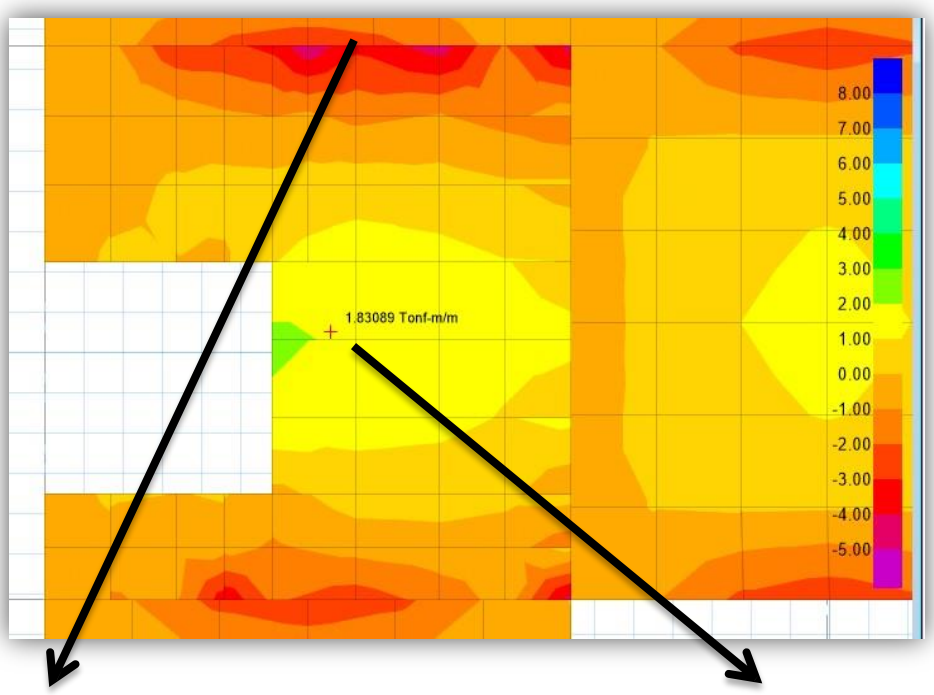


Figura 138 Esfuerzos en Software 2016 eje Y
Fuente: Propia



ESFUERZO MÁXIMO NEGATIVO EN EXTREMO DE LOSA

ESFUERZO MÁXIMO POSITIVO EN CENTRO DE LOSA

Figura 139 Esfuerzo Máximo Positivo y Esfuerzo Máximo Negativo en Y
Fuente: Propia

- Momento máximo positivo en el eje "Y"

  1.833 Tn.m

- Momento máximo negativo en el eje "Y"

  -4.04 Tn.m

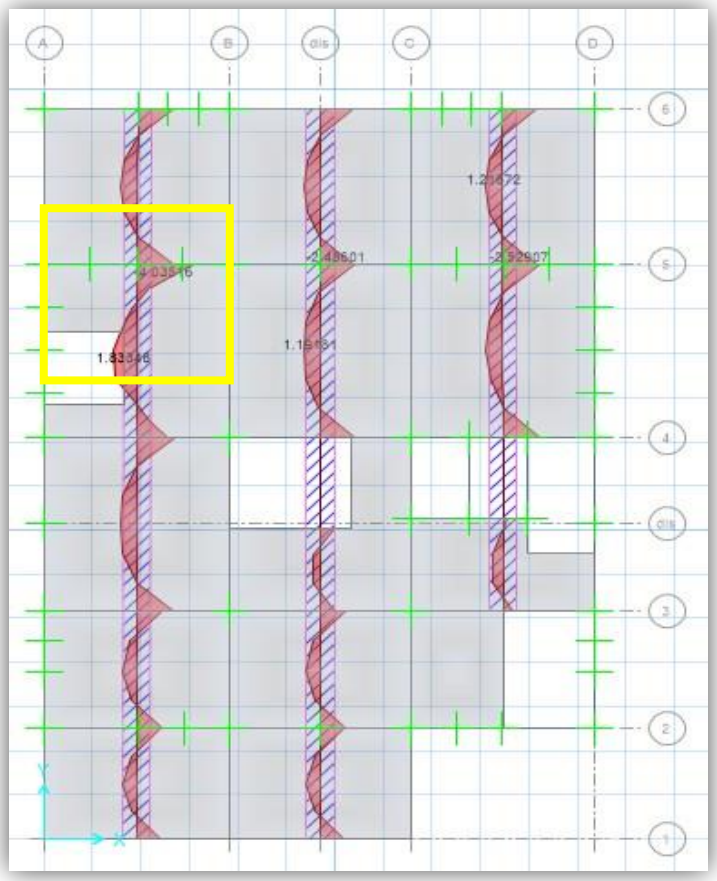
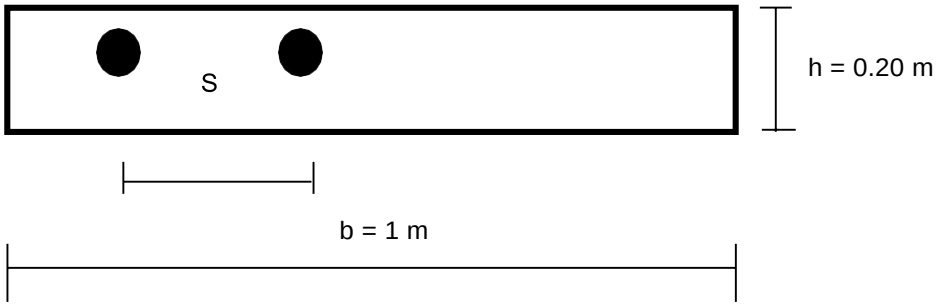


Figura 140 Momentos Máximos Flectores en Y
Fuente: Propia

d) Diseño por flexión

- Se trabajara con una franja de 1 metro cuadrado y el peralte ya definido en el análisis sísmico.



- **Para momento inferior positivo** → **1.833 Tn.m**

Se tendrá como recubrimiento al centroide del acero de 3 cm, con ello procedemos a calcular el peralte efectivo:

$$d = h - r$$

$$d = 20 - 3 = 17\ cm$$

Ahora procedemos a calcular la sección aproximada de compresión en el concreto con la siguiente razón:

$$a = \frac{d}{5}$$

$$a = \frac{17}{5} = 3.4\ cm$$

Se inicia la primera iteración para cálculo positivo de acero

$$As = \frac{Mu}{\emptyset Fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{1.833\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{3.4}{2})}$$

$$As = 3.17\ cm^2$$

Volvemos hallar la nueva zona en compresión del concreto en la losa maciza

$$a = \frac{As\ \ x\ Fy}{0.85\ x\ F'c\ x\ b}$$

$$a = \frac{3.17\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 0.559\ cm$$

Iniciamos la segunda iteración teniendo la nueva altura en compresión.

$$As = \frac{1.833\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{0.559}{2})}$$

$$As = 2.90\ cm^2$$

$$a = \frac{2.90\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 0.512\ \ cm$$

Tercera y última iteración:

$$As = \frac{1.833\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{0.512}{2})}$$

$$As = 2.90\ cm^2$$

$$a = \frac{2.90\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 0.512\ cm$$

Se concluye la iteración debida que se llegó a la mínima dispersión en alturas de zona de compresión, logrando encontrar al área de acero en flexión de 2.90 cm2.

- **Para momento superior negativo** → **-4.04 Tn.m**

Se inicia la primera iteración para cálculo negativo de acero.

$$As = \frac{Mu}{\emptyset Fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{4.04\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{3.4}{2})}$$

$$As = 6.99\ cm^2$$

Volvemos hallar la nueva zona en compresión del concreto en la losa maciza.

$$a = \frac{As\ \ x\ Fy}{0.85\ x\ F'c\ x\ b}$$

$$a = \frac{6.99\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 1.23\ cm$$

Iniciamos la segunda iteración teniendo la nueva altura en compresión.

$$As = \frac{4.04\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{1.23}{2})}$$

$$As = 6.52\ cm^2$$

$$a = \frac{6.52\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 1.15\ cm$$

Tercera y última iteración:

$$As = \frac{4.04\ x\ 10^5}{0.9x4200(17 - \frac{1.15}{2})}$$

$$As = 6.51\ cm^2$$

$$a = \frac{6.51\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100}$$

$$a = 1.15\ cm$$

Se concluye la iteración debido que se llegó a la mínima dispersión en alturas de zona de compresión, logrando encontrar al área de acero en flexión de 6.51 cm2.

- **Verificación por acero mínimo**

$$As_{min} = 0.0018\ x\ b\ x\ h$$

$$As_{min} = 0.0018\ x\ 100\ x\ 20$$

$$As_{min} = 3.6\ cm^2$$

$$As^{+}(2.90\ cm^2) < As_{min}(3.6\ cm^2)$$

Se usara acero mínimo para el momento inferior positivo

$$As_Y = 3.6\ cm^2$$

Se procede hallar el espaciamiento en el metro de franja analizado, con acero de 3/8''.

$$S = \frac{A_b}{As}\ x\ 100$$

$$S = \frac{0.71}{3.6}\ x\ 100 = 19.72\ cm$$

$$\boxed{\therefore \emptyset\ 3/8''@\ 18\ cm}$$

Ahora para el momento máximo negativo

$$As^{-}(6.51\ cm^2) > As_{min}\ (3.6\ cm^2)$$

Debido a que el área de acero mínimo es menor al área de acero encontrado negativo, se elegirá el área de acero encontrado.

$$As_Y = 6.51\ cm^2$$

Se procede hallar el espaciamiento en el metro de franja analizado, con acero de 3/8''.

$$S = \frac{Ab}{A_s}\ x\ 100$$

$$S = \frac{0.71}{6.51}\ x\ 100 = 10.91\ cm$$

$$\boxed{\therefore \emptyset\ 3/8''@\ 10\ cm}$$

e) Verificación por cortante

Se realiza la verificación de fuerza cortante en la losa, para lo cual del modelo asistido por el software SAFE se extrae la máxima fuerza de corte no solo dada en el paño en diseño, sino de toda la sección en planta perteneciente al tercer piso del edificio, para lo cual de no cumplir, se tendrá que aumentar el peralte.

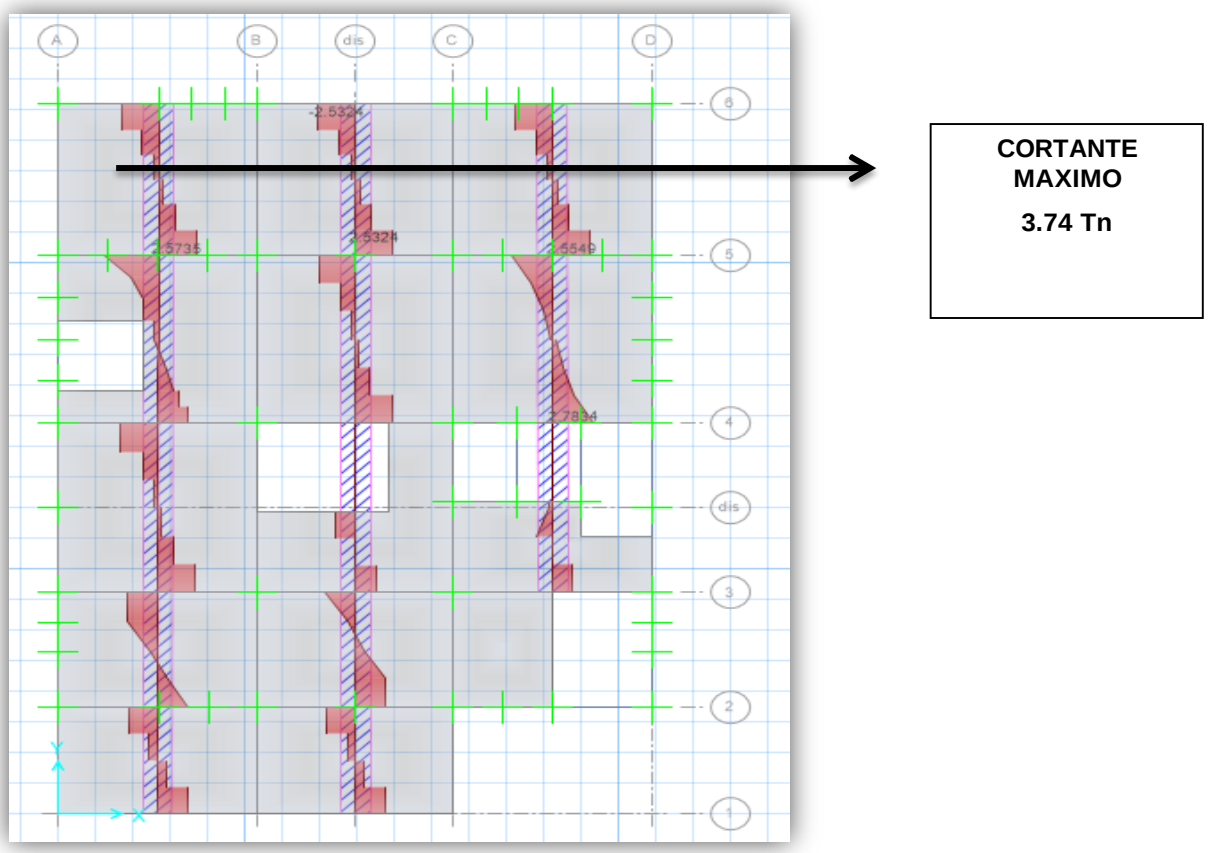


Figura 141 Verificación de Fuerza Cortante en Loza
Fuente: Propia

Se tiene una cortante última proveniente de la envolvente del análisis sísmico ya previamente ejecutado.

$$Vu = 3.74\,Tn$$

Esfuerzo de corte que puede soportar el concreto:

$$Vc = \emptyset\, x\, 0.53\, x \sqrt{F'c}\, x\, b\, x\, d$$

$$Vc = 0.85\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{280}\ x\ 100\ x\ 17$$

$$Vc\ =\ 12815\ Kg\ \approx\ 12.82\ Tn$$

Se tiene entonces:

$$Vu\ (3.74\ Tn) < Vc\ (12.82\ Tn)\ \boldsymbol{OK}!!$$

f) Armado de losa maciza

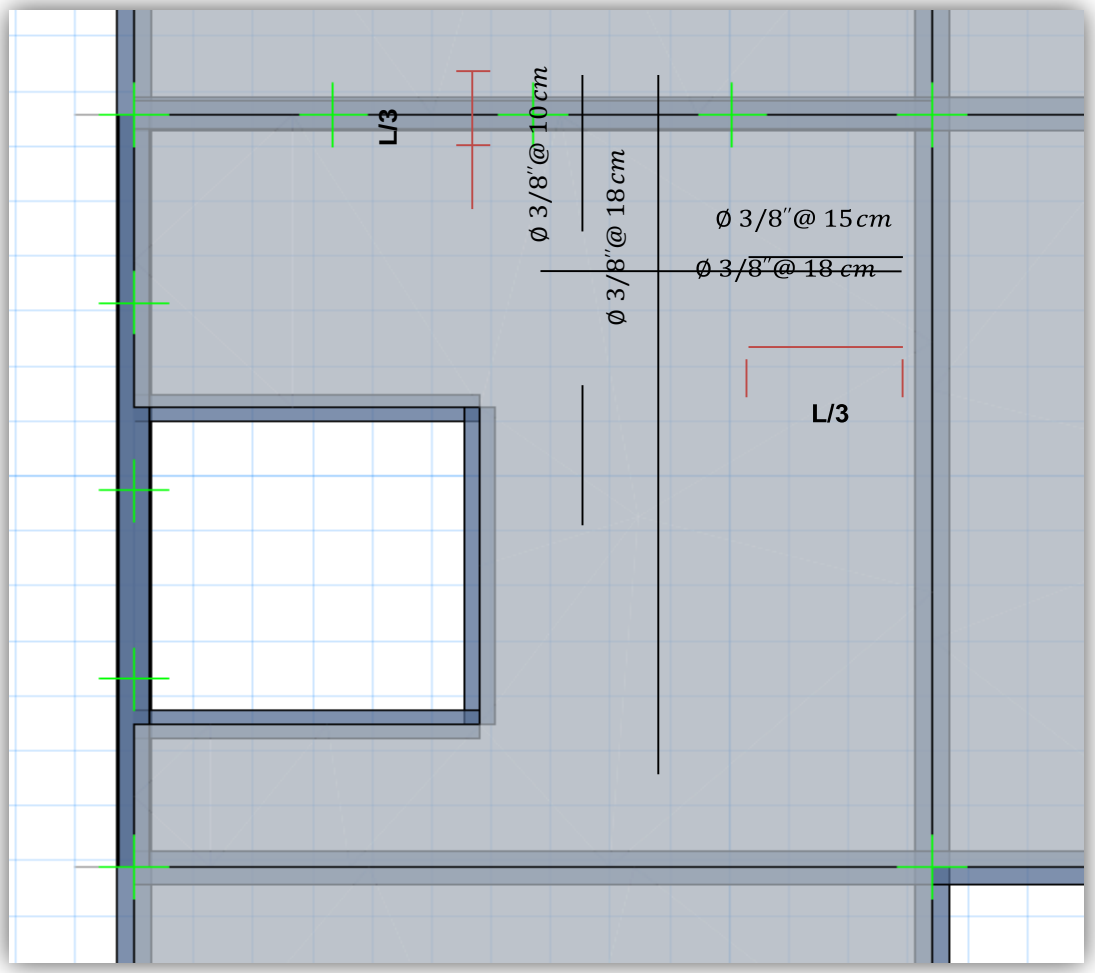


Figura 142 Armado de Losa Maciza
Fuente: Propia

2.4. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Para el diseño de la losa aligerada se usara el paño más esforzado tanto por gravedad como por alternancia de cargas.

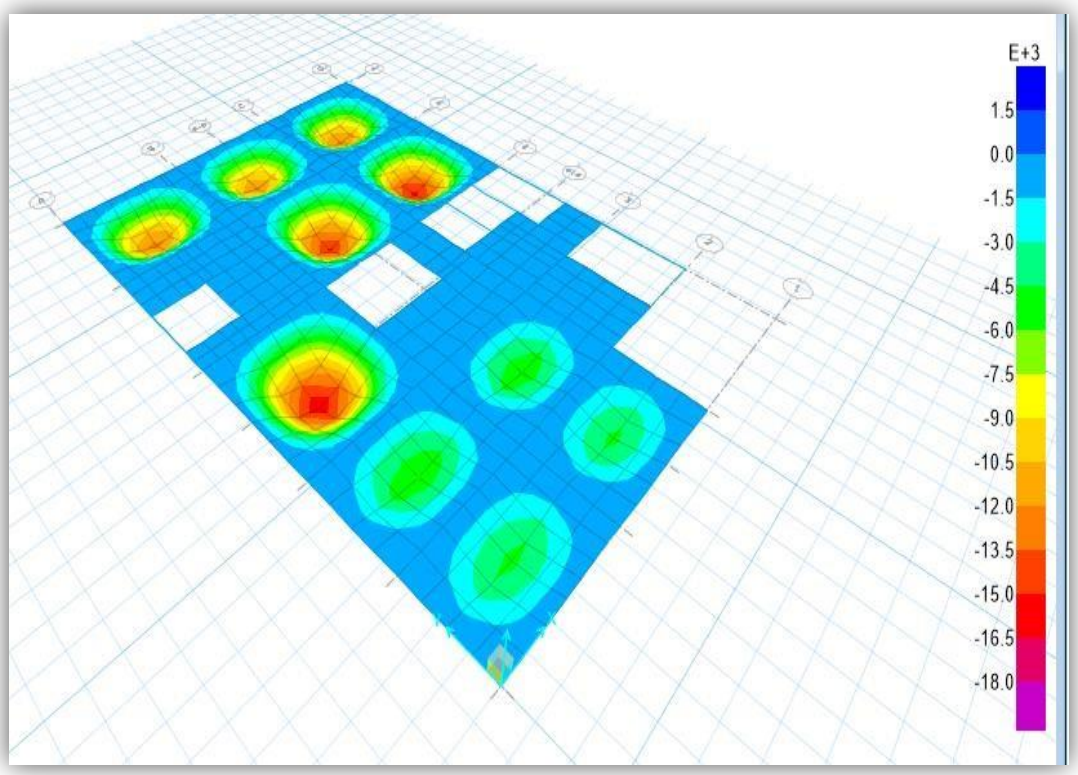


Figura 143 Diseño de losa Aligerada
Fuente: Propia

a) Cargas

- **Muerta**

  Tabiquería: 0.15 Tn/m2

  Acabados: 0.10 Tn/m2

- **Viva**

  Sobrecarga: 0.25 Tn/m2

Se diseñará el paño del eje A y B entre 3 y 4.

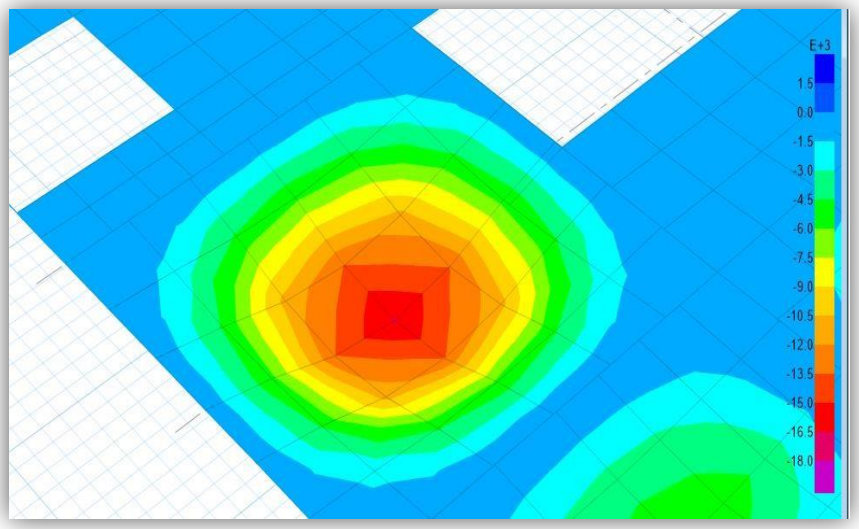


Figura 144 Diseño de Paño del Eje A y B
Fuente: Propia

b) Esfuerzos

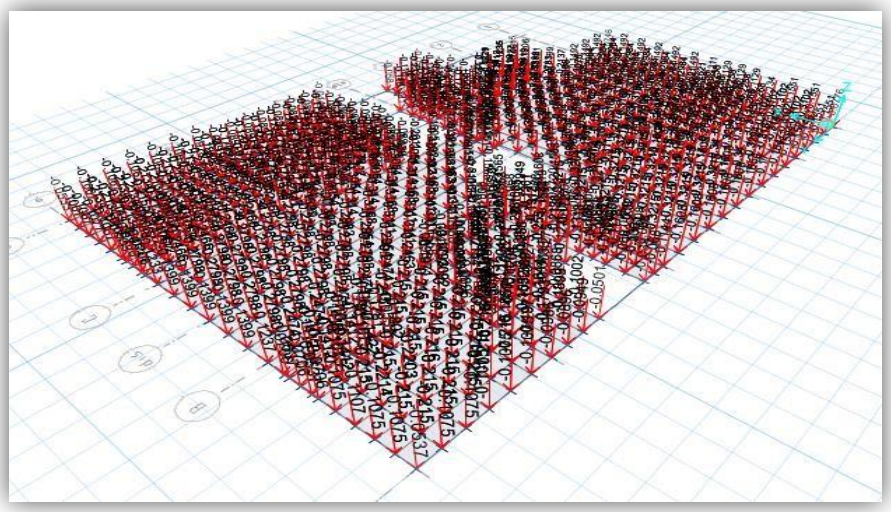


Figura 145 Esfuerzos en el Eje A y B
Fuente: Propia

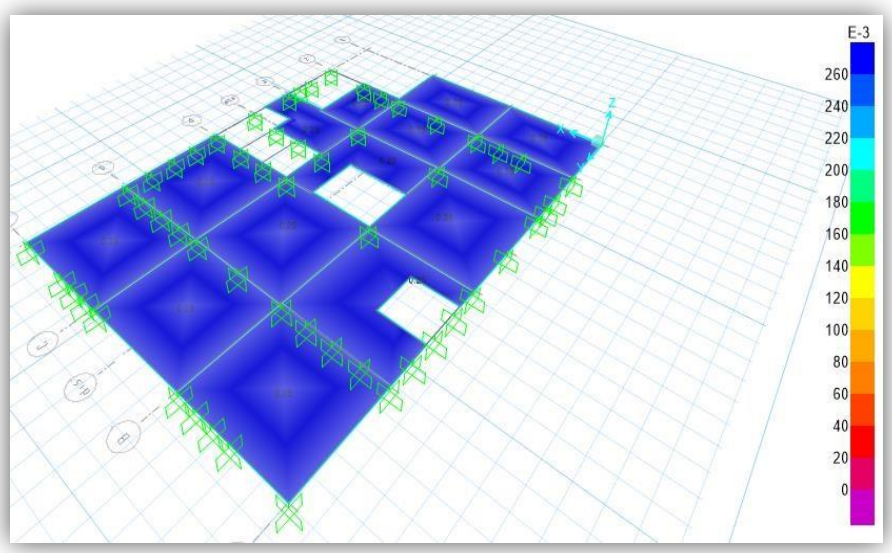


Figura 146 Esfuerzo Máximo en los Ejes A y B
Fuente: Propia

c) Esfuerzos a mostrar con el software Safe 2016

Como la losa aligerada a diseñar es unidireccional con un ancho de franja de 40 cm paralelo al eje X, se muestra los esfuerzos máximos M11 en todo el piso 3.

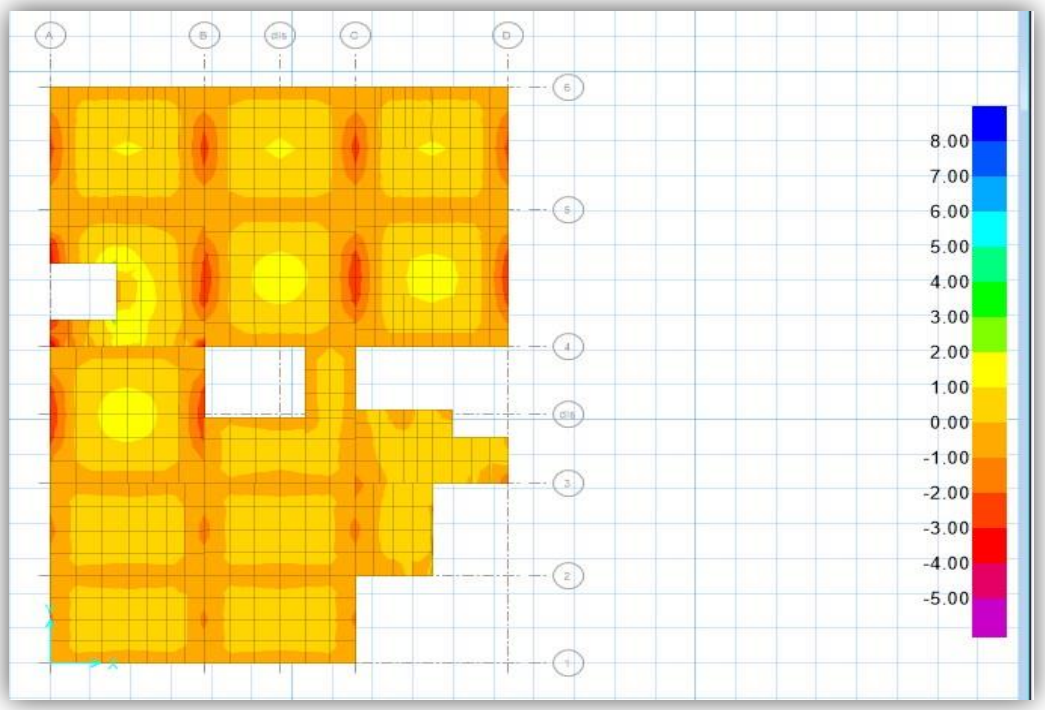
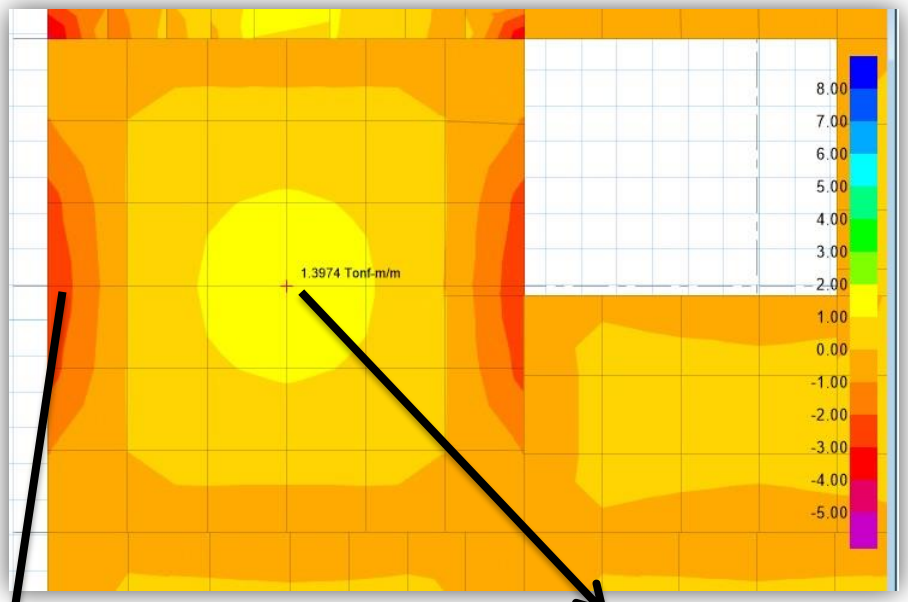


Figura 147 Esfuerzos con el software 2016
Fuente: Propia



ESFUERZO MÁXIMO NEGATIVO EN EXTREMO DE LOSA

ESFUERZO MÁXIMO POSITIVO EN CENTRO DE LOSA

Figura 148 Esfuerzo Máximo Positivo y Esfuerzo Máximo Negativo en X
Fuente: Propia

- Momento máximo positivo en el eje "X" del layer A.

  0.55 Tn.m

- Momento máximo negativo en el eje "Y"

  -1.16 Tn.m

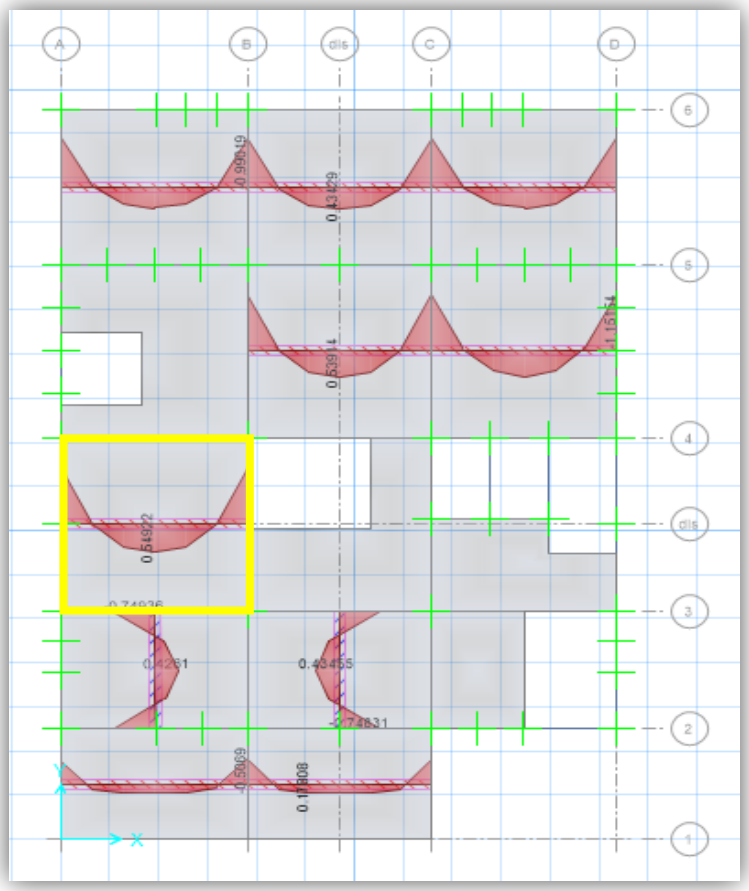


Figura 149 Momentos Máximos Flectores en X
Fuente: Propia

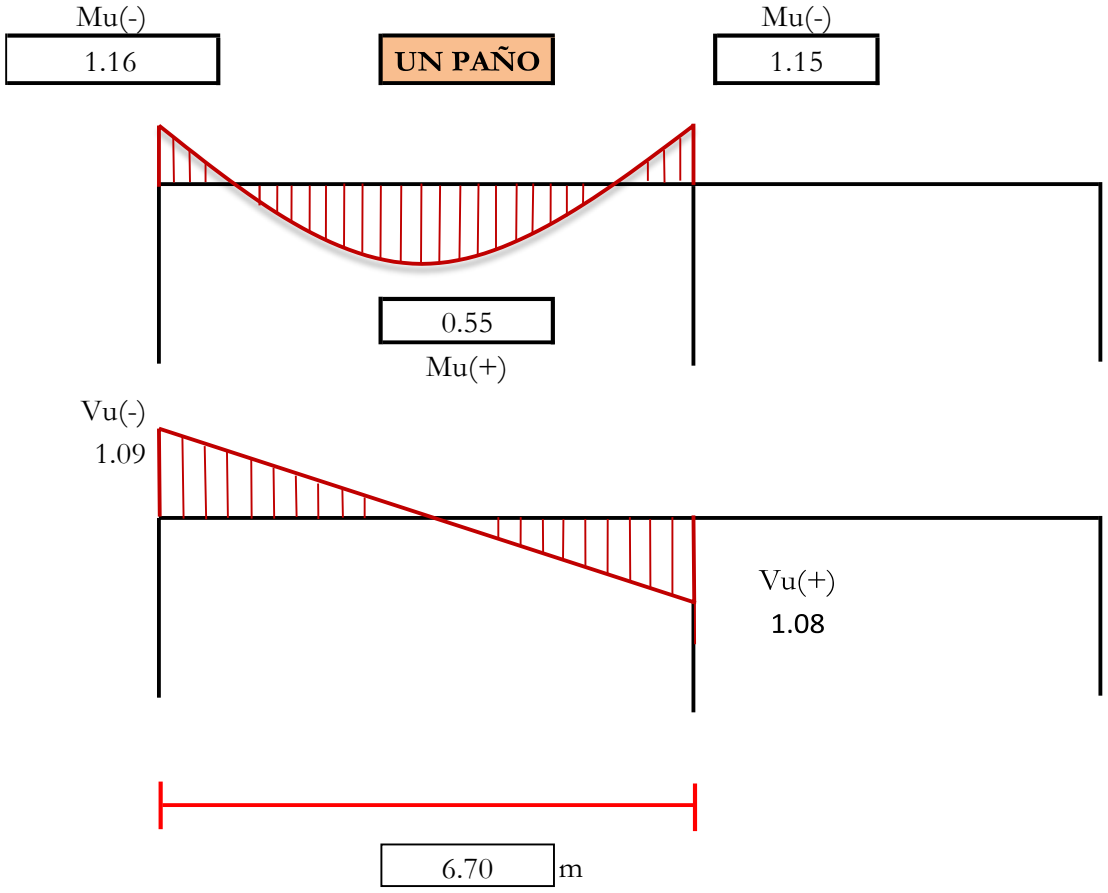


Figura 150 Momentos Máximos y Mínimos en un Paño
Fuente: Propia

d) Diseño por flexión

Se trabajará con una franja de 0.40 m y el peralte ya definido en el análisis sísmico.

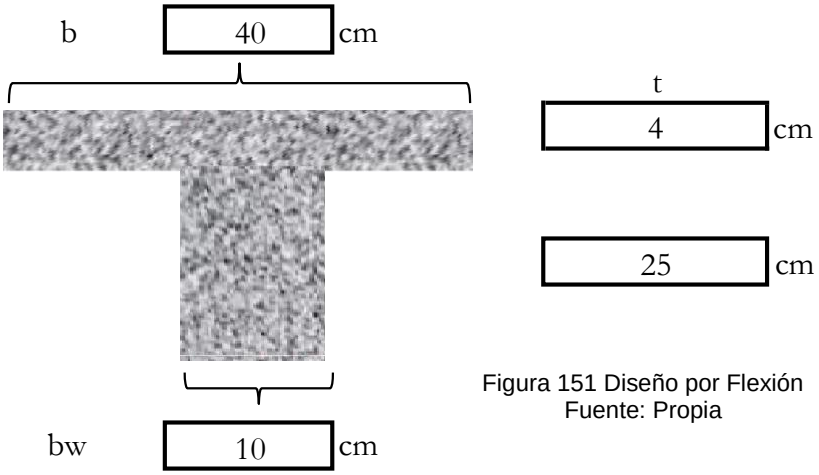


Figura 151 Diseño por Flexión
Fuente: Propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

F'c =	280	Kgf/cm2
Fy =	4200	Kgf/cm2
r =	3	cm
d =	27.00	cm
ϕ =	0.90	Flexión
β1 =	0.85	
Es =	250998.01	Kgf/cm2

Al ser una losa mayor a 5 m se aplicará momento nominal último:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = \frac{1.16}{0.9} = 1.289\ Tn.m$$

Para momento inferior positivo → **1.289 Tn.m**

Se tendrá como recubrimiento al centroide del acero de 3 cm, con ello procedemos a calcular el peralte efectivo:

$$d = h - r$$

$$d = 30 - 3 = 27\ cm$$

Ahora procedemos a calcular la sección aproximada de compresión en el concreto con la siguiente razón:

$$a = \frac{d}{5}$$

$$a = \frac{27}{5} = 5.4\ cm$$

Se inicia la primera iteración para cálculo positivo de acero

$$As = \frac{Mu}{\emptyset Fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{1.289\ x\ 10^5}{0.9x4200(27 - \frac{5.4}{2})}$$

$$As = 1.40\ cm^2$$

Volvemos hallar la nueva zona en compresión del concreto en la losa maciza

$$a\ = \frac{As\ \ x\ Fy}{0.85\ x\ F'c\ x\ b}$$

$$a = \frac{1.40\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 40}$$

$$a\ = 0.62\ cm$$

Iniciamos la segunda iteración teniendo la nueva altura en compresión.

$$As = \frac{1.289\ x\ 10^5}{0.9x4200(27 - \frac{0.62}{2})}$$

$$As =\ 1.28\ cm^2$$

$$a = \frac{1.28\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 40}$$

$$a\ = 0.56\ cm$$

Tercera y última iteración:

$$As = \frac{1.289\ x\ 10^5}{0.9x4200(27 - \frac{0.56}{2})}$$

$$As =\ 1.28\ cm^2$$

$$a = \frac{1.28\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 40}$$

$$a = 0.56\ cm$$

Se concluye la iteración debida que se llegó a la mínima dispersión en alturas de zona de compresión, logrando encontrar al área de acero en flexión de 1.28 cm2.

Se corrobora si fue correcto analizar como vigueta rectangular o tal vez fuese necesario analizar como vigueta tipo T.

$$a < t\ (Vigueta\ rectangular);\ a > t\ (Vigueta\ tipo\ T)$$

$$a(0.56\ cm)\ <\ t(5\ cm)\ \ \boldsymbol{OK}!!$$

Para momento superior negativo → **-0.611 Tn.m**

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = \frac{0.55}{0.9} = 0.611\ Tn.m$$

Se inicia la primera iteración para cálculo negativo de acero.

$$As = \frac{Mu}{\emptyset Fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{0.611\ x\ 10^5}{0.9x4200(27 - \frac{5.4}{2})}$$

$$As = 0.67\ cm^2$$

Volvemos hallar la nueva zona en compresión del concreto en la losa maciza.

$$a = \frac{As\ \ x\ Fy}{0.85\ x\ F'c\ x\ b}$$

$$a = \frac{0.67\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 40}$$

$$a = 0.296\ \ cm$$

Iniciamos la segunda iteración teniendo la nueva altura en compresión.

$$As = \frac{0.611\ x\ 10^5}{0.9x4200(27 - \frac{0.296}{2})}$$

$$As = 0.60\ cm^2$$

$$a = \frac{0.60\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 40}$$

$$a = 0.26\ cm$$

Tercera y última iteración:

$$As = \frac{0.611\ x\ 10^5}{0.9x4200(27 - \frac{0.26}{2})}$$

$$As = 0.60\ cm^2$$

$$a = \frac{0.60\ x\ 4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 40}$$

$$a = 0.26\ cm$$

Se concluye la iteración debido que se llegó a la mínima dispersión en alturas de zona de compresión, logrando encontrar al área de acero en flexión de 0.60 cm2.

- **Verificación por acero mínimo**

$$\rho_{min} = 0.0025 \quad o \quad As_{min} = \frac{0.7\sqrt{F'c}.\ b_w\ .\ d}{Fy}$$

ρmin =	0.0025	
ρmax =	0.50ρb	Zona sísmica
ρb =	0.028333333	
ρmax =	0.014166667	
As min =	0.675	cm2
As (-) max =	3.83	cm2
As (+) max =	15.3	cm2

El cálculo del área de acero para cada vigueta será:

Tramo	Mnu (-)	Ø	As(-) (cm2)	Cumple	Mru (-) Tnf.m	Cumple
1	1.289	5/8"	1.98	OK	2.02	OK
	1.28	1/2"	1.27	OK	1.30	OK

Tramo	Mnu (+)	Ø	As(+) (cm2)	Cumple	Mru (+) Tnf.m	Cumple
1	0.611	3/8"	0.71	OK	0.72	OK

Tabla Nº 121 Cálculo de Acero por Vigueta
Fuente: Propia

e) Verificación por cortante

Se realiza la verificación de fuerza cortante en la vigueta, para lo cual del modelo asistido por el software SAFE se extrae la máxima fuerza de corte no solo dada en el paño en diseño, sino de toda la sección en planta perteneciente al tercer piso del edificio, para lo cual de no cumplir, se tendrá que aumentar el peralte.

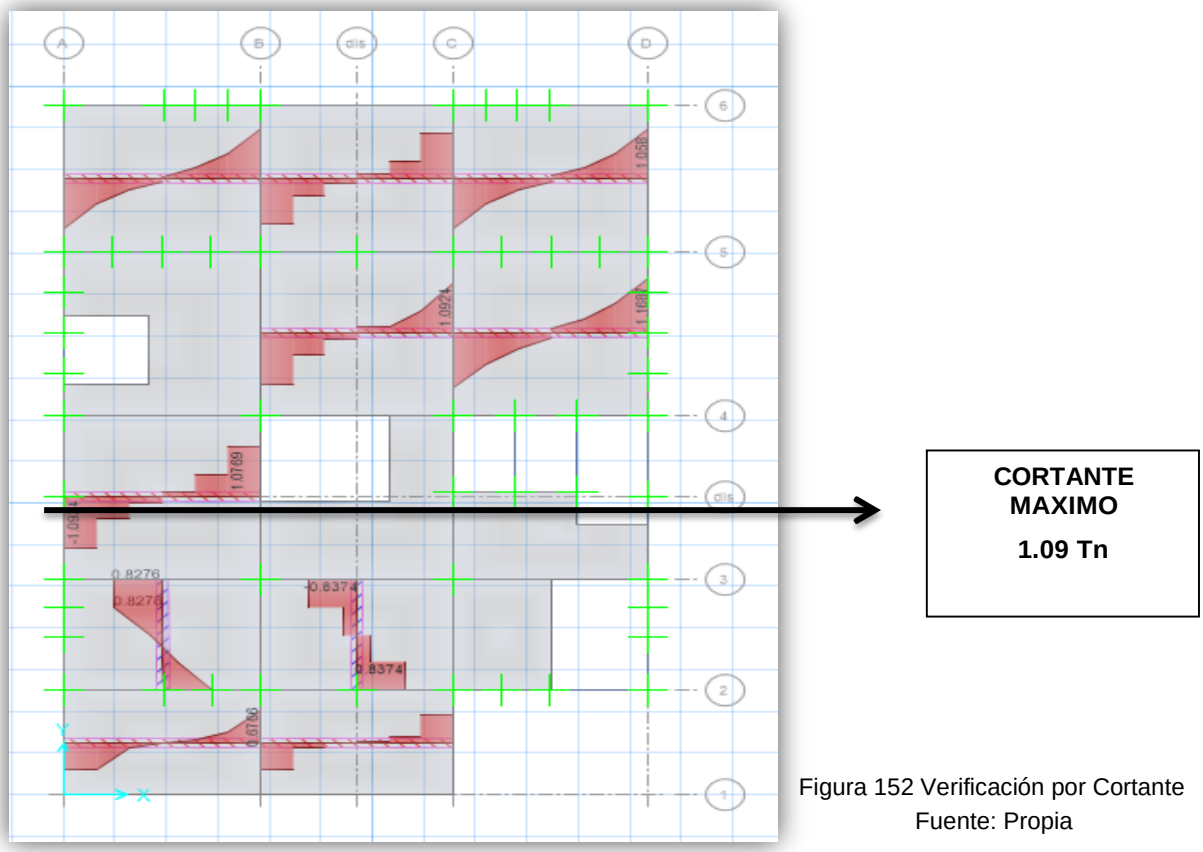


Figura 152 Verificación por Cortante
Fuente: Propia

ϕ =	0.85	Corte
Vc =	2.63	Tnf
Vuc =	**2.24**	Tnf
Vu =	1.09	Tnf
Vn =	**1.28**	Tnf

Requiere Ensache de vigueta	**NO REQUIERE**

Se tiene una cortante última proveniente de la envolvente del análisis sísmico ya previamente ejecutado.

$$Vu = 1.09\ Tn$$

La cortante nominal será:

$$Vn = \frac{1.09}{0.85} = 1.28\ Tn$$

Esfuerzo de corte que puede soportar el concreto:

$$Vc = 1.1(\ \emptyset\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{F'c}\ x\ bw\ x\ d)$$

$$Vc = 1.1(0.85\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{280}\ x\ 10\ x\ 27)$$

$$Vc\ =\ 2238.88\ Kg\ \approx 2.24\ Tn$$

Se tiene entonces:

$$Vn\ (1.28\ Tn) < Vc\ (2.24\ Tn)\ \boldsymbol{OK}!!$$

f) Cálculo de acero por temperatura

ACERO POR TEMPERATURA

ρtem =	0.0018	
b =	100	cm
t =	5	cm

As tem (cm2)	Ø	As (cm2)	S max (cm)	S final (cm)
0.90	1/4"	0.32	25	**25**

Longitud del bastón	1.40	m
Longitud del balancin	2.30	m

Tabla Nª 122 Cálculo de Acero por Temperatura
Fuente: Propia

g) Verificación de deflexiones

Las deflexiones en una losa aligerada se verifican mediante la siguiente formula:

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384E_S I}$$

WD Carga muerta por vigueta	100	Kgf/m
WL Carga viva por vigueta	100	Kgf/m

Es =	250998.01	Kgf/cm2
L =	6.70	m
ξ =	2	

CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

Ai	Yi	Ai x Yi	
250	12.5	3125	
200	27.5	5500	
Yg	**19.16666667**		cm

CALCULO DE LA INERCIA

I'=bh3/12	A(Yg-Yi)^2	Li	
13020.83	11111.11	24131.94	
416.67	13888.89	14305.56	
Iv	**38437.50**		cm4

Las deflexiones tanto por carga muerta como viva serán:

ΔD =	2.720	mm
ΔL =	2.720	mm

DEFLEXION DIFERIDA

ΔDL =	4.990	mm

DEFLEXION MAXIMA ACEPTABLE

ΔmaxA =	13.96	mm

DEFLEXION MAXIMA DE LA LOSA ALIGERADA

Δmax =	7.710	mm

CONTROL	**OK**

h) Armado de acero en losa aligerada

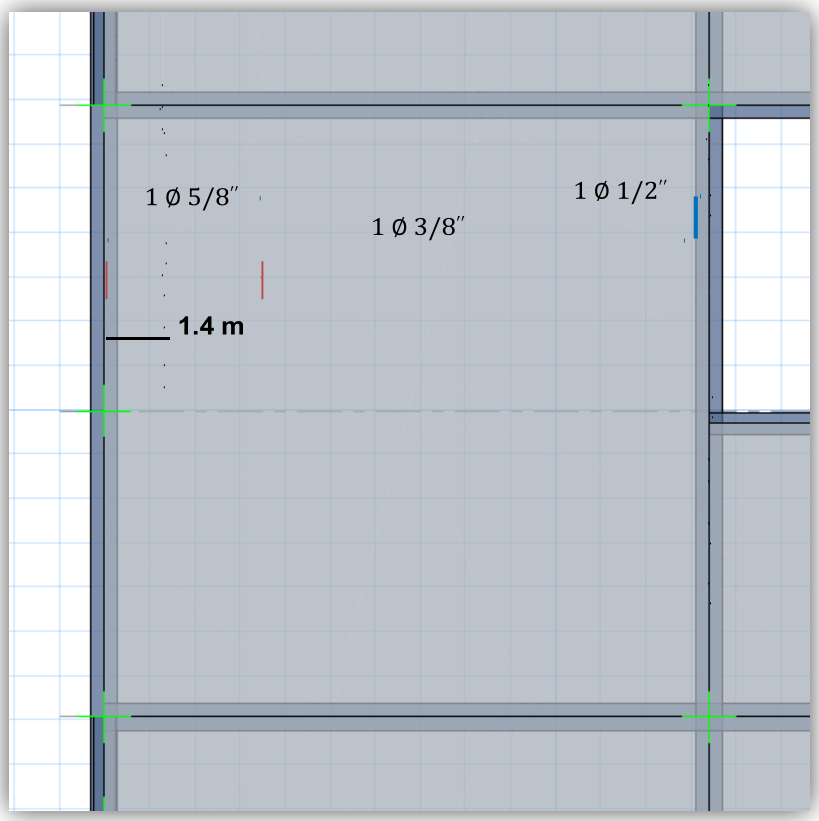


Figura 153 Armado de Acero en Losa Aligerada

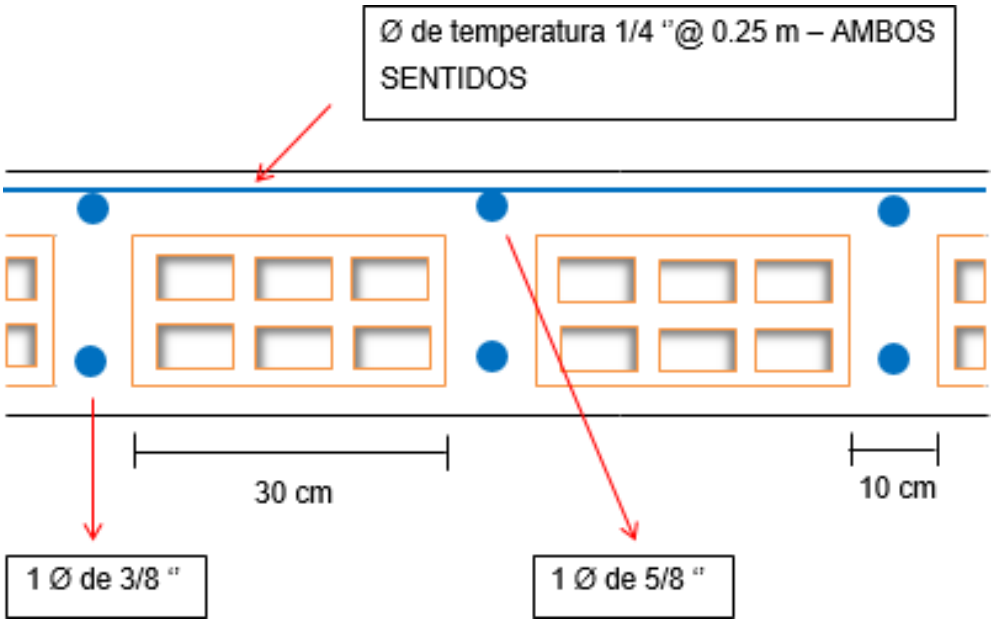


Figura 154 Disposición de Temperatura en Ambos Sentido
Fuente: Propia

2.5. DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO (PLACAS)

Debido a la altura, la categoría y la importancia del edificio en análisis y diseño, se adiciono elementos de corte (Placas tipo II), las cuales están sometidas a cargas verticales propias, y tienen como función principal absorber un porcentaje de la cortante basal producida por un sismo, que para la presente tesis se trata de una cortante por sismo severo.

A modo de ejemplo se diseñará la placa P5 del primer al tercer nivel, las demás placas siguen el mismo procedimiento de cálculo.

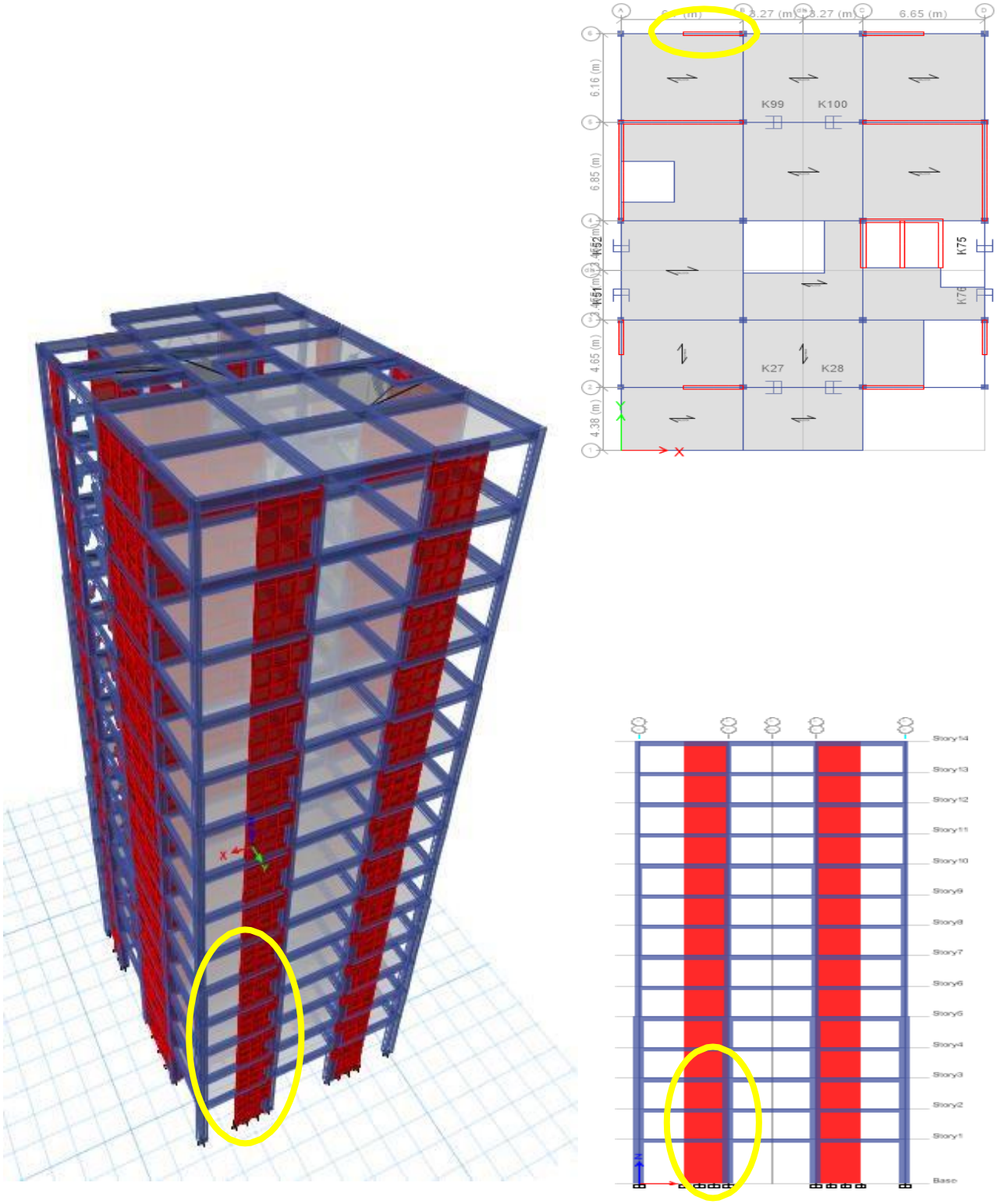


Figura 155 Diseño de Placa P5
Fuente: Propio

Del software Etabs 2016 extraemos los esfuerzos máximos.

Story	Pier	Load case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	M3	P (-)	V3	M2
				(Tnf)	(Tnf)	(Tnf)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	Valores Absolutos			(Tnf)	Valores Absolutos	
1	PLACA 5	COMBINACION 1	Bottom	-347.0478	-13.8625	1.7154	2.8405	1.4962	-24.1112	347.0478	13.8625	24.1112	347.0478	1.7154	1.4962
		COMBINACION 2		-169.0319	50.7878	4.4594	7.7202	5.3428	302.8021	169.0319	50.7878	302.8021	169.0319	4.4594	5.3428
		COMBINACION 3		-167.7655	34.8244	5.0545	8.0043	6.1406	215.4964	167.7655	34.8244	215.4964	167.7655	5.0545	6.1406
		COMBINACION 4		-50.1595	55.9971	3.764	6.5697	4.7311	312.1877	50.1595	55.9971	312.1877	50.1595	3.764	4.7311
		COMBINACION 5		-48.8931	40.0337	4.3591	6.8538	5.5289	224.882	48.8931	40.0337	224.882	48.8931	4.3591	5.5289
2	PLACA 5	COMBINACION 1	Bottom	-376.2209	-13.1116	2.2287	3.4574	2.5059	-23.3136	376.2209	13.1116	23.3136	376.2209	2.2287	2.5059
		COMBINACION 2		-181.0927	58.7572	4.3904	7.4838	6.0681	338.7087	181.0927	58.7572	338.7087	181.0927	4.3904	6.0681
		COMBINACION 3		-190.1423	42.7087	5.035	7.939	6.9415	246.5993	190.1423	42.7087	246.5993	190.1423	5.035	6.9415
		COMBINACION 4		-52.3876	63.6712	3.4878	6.0827	5.0477	347.8222	52.3876	63.6712	347.8222	52.3876	3.4878	5.0477
		COMBINACION 5		-61.4371	47.6226	4.1323	6.5379	5.9211	255.7128	61.4371	47.6226	255.7128	61.4371	4.1323	5.9211
3	PLACA 5	COMBINACION 1	Bottom	-406.8366	-8.2774	0.7492	0.833	1.0282	-19.9457	406.8366	8.2774	19.9457	406.8366	0.7492	1.0282
		COMBINACION 2		-139.1828	147.6853	2.0733	2.5926	6.5604	715.7639	139.1828	147.6853	715.7639	139.1828	2.0733	6.5604
		COMBINACION 3		-102.6702	106.4729	2.9298	2.7596	9.1397	510.4469	102.6702	106.4729	510.4469	102.6702	2.9298	9.1397
		COMBINACION 4		-0.8658	150.6635	1.7696	2.2548	6.1377	723.3866	0.8658	150.6635	723.3866	0.8658	1.7696	6.1377
		COMBINACION 5		35.6468	109.4511	2.6261	2.4218	8.717	518.0695	35.6468	109.4511	518.0695	-35.6468	2.6261	8.717

- **Determinación de esbeltez**

$$\frac{hw}{L} \geq 2$$

$$\frac{56.80}{3.20} = 17.21 \geq 2 - -\rightarrow \boldsymbol{Muro\ esbelto}$$

- **Resistencia del muro a la compresión**

$$\emptyset Pn = 0.55 \emptyset F'c.Ag.[1 - (\frac{Klc}{32h})^2]$$

Se generara mayor condición de seguridad asumiendo el caso más desfavorable en donde la placa está apoyado arriba y abajo sin restricción al giro de los mismos, teniendo un valor de K=1

$$\emptyset Pn = 0.55(0.70)(280)(25\ x\ 330)[1 - (\frac{1\ x\ 330}{32x25})^2]$$

$$\emptyset Pn = 738021.54\ Kg \approx 738.02\ Tn$$

Como:

$$\emptyset Pn(738.02\ Tn) > Pu(406.84\ Tn)\ \boldsymbol{OK}\ !!$$

El muro no requiero refuerzo por compresión.

- **Cálculo del momento de agrietamiento en los extremos de la placa**

El refuerzo de tracción de los extremos del muro producto de la flexión causada por la fuerza sísmica, tendrá un momento para diseño de por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección.

$$Mcr = \frac{Ig(2\sqrt{F'c} + \frac{Pu}{Ag}}{Yt}$$

La inercia de la placa será:

$$Ig = \frac{t\ x\ l^3}{12}$$

$$Ig = \frac{25\ x\ 330^3}{12}$$

$$Ig = 74868750\ cm^4$$

$$Mcr = \frac{74868750(2\sqrt{280} + \frac{406840}{25x330})}{125}$$

$$Mcr = 49581284.92\ Kg.cm \approx 495.81\ Tn.\ m$$

El momento de diseño en los extremos será:

$$1.5Mcr = 1.5x495.81\ Tn.m = 743.72\ Tn.m$$

Se procede a continuación a determinar la profundidad a compresión de la placa a diseñar, verificando si es mayor que la profundidad limite, de ser así, la placa requerirá elementos de borde

.

C Depth m	C Limit m
1.10823	0.73333
1.10823	0.73333
1.63408	0.73333
1.63408	0.73333

En vista que:

$$C\ Depth > C\ Limit - \boldsymbol{Requiere\ confinamientos}$$

La profundidad “C” de confinamiento se calcula con la siguiente formula:

$$C = \frac{L}{600(1.5\ \frac{\delta_u}{h_w})}$$

Dónde:

$h_{efectivo} = 4.5\ m$

$\Delta = 0.00304$

$\delta_u = 0.00304\ x\ 4.5 = 0.0137\ m$

$L = 3.30\ m$

$H_w = 56.8\ m$

$$\frac{\delta_u}{H_w} = \frac{0.0137}{56.80} = 0.00024$$

Como:

$$\frac{\delta_u}{H_w} = 0.00024 < 0.005;\ se\ tomara\ el\ valor\ de\ 0.005$$

Se procede a calcular el valor de “C”

$$C = \frac{330}{600(1.5\ x\ 0.005)} = 73.33\ cm$$

Deberá confinarse hasta una distancia no menor que el mayor valor de C – 0.1L ó C/2

$$73.33\ cm - (0.1)(330) = 40.33\ m$$

$$\frac{73.33}{2} = 36.67\ cm$$

De los dos resultados previos se elige el mayor de 40.33 cm el cual redondeando a un valor trabajable será:

$$L_{confinamiento} = 50\ cm\ en\ C/E$$

Mediante la fórmula recomendada por el Dr. Antonio Blanco Blasco se tantea el área de acero inicial para los elementos de borde, en la pantalla se colocara cero mínimo, mediante los diagramas de interacción se sabrá si fue correcto el acero propuesto, de no ser así, se irá aumentando progresivamente hasta cumplir.

$$M_u = \emptyset\ x\ A_s\ x\ Fy\ \ (0.9L)$$

$$743.72\ x\ 10^5 = 0.9\ x\ A_s\ x\ 4200\ (0.9\ x\ 330)$$

$$A_s = 66.25\ cm^2$$

Se elegirá 4 Ø 1 3/8'' + 4 Ø 1 1/4''

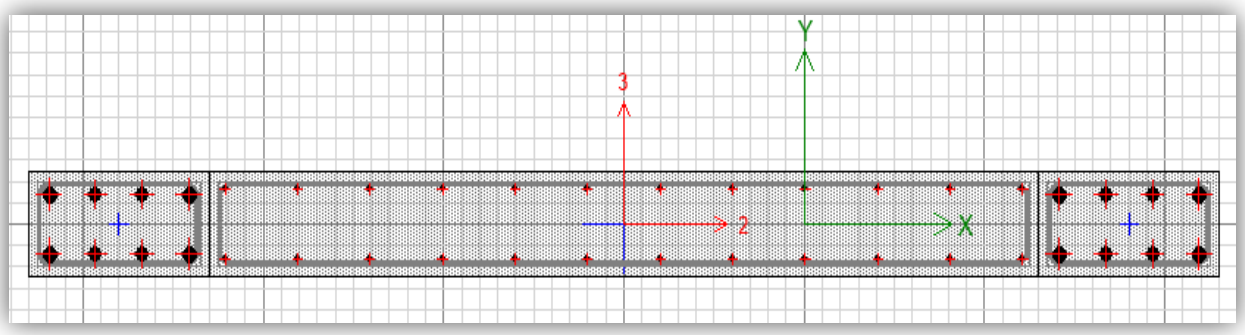


Figura 156 Diagrama de interacción de Acero
Fuente: Propio

- Determinación de los refuerzos

Se requiere refuerzo en dos capas solo si:

$$Vu > 0.53\sqrt{F'c}.\ Acv$$

$$150.66\ Tn > 0.53\sqrt{280}(25)(330)$$

$$150.66\ Tn > 73.17\ Tn\ \boldsymbol{Se\ requiere\ refuerzo\ en\ dos\ capas}$$

El diagrama de interacción para el eje X con el acero propuesto será:

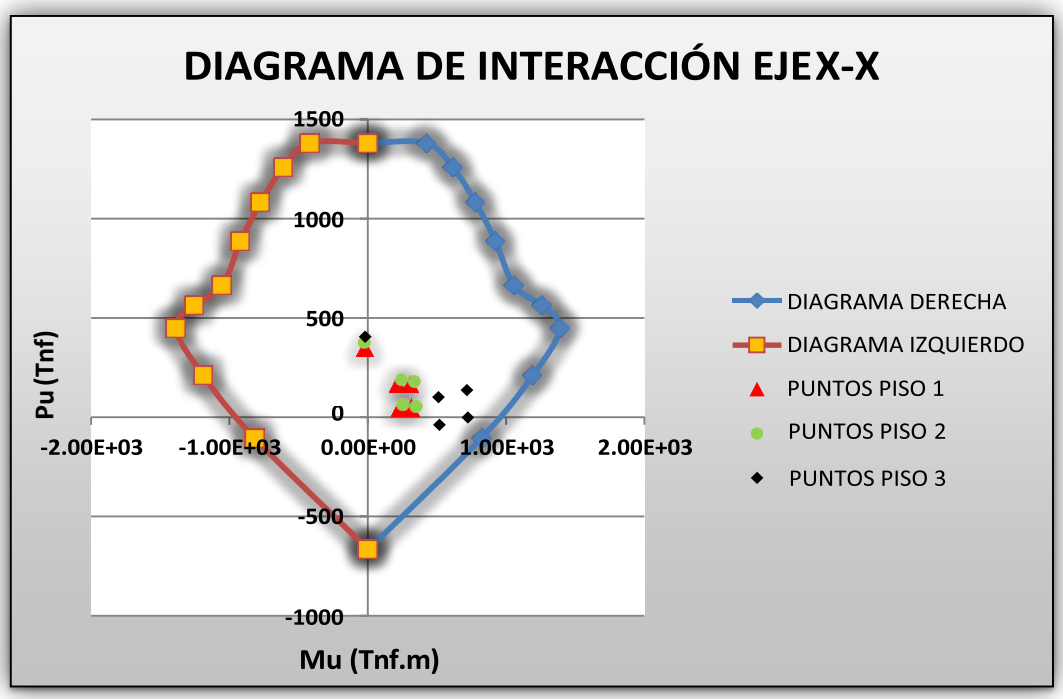


Figura 157 Diagrama de interacción eje X-X
Fuente: Propio

Como se aprecia todos los puntos de los 3 pisos producto de las combinaciones de carga caen dentro del diagrama, por ende, la sección de la placa con el acero propuesto tiene de la capacidad para resistir dichas combinaciones de carga última.

El diagrama de interacción para el eje Y con el acero propuesto será:

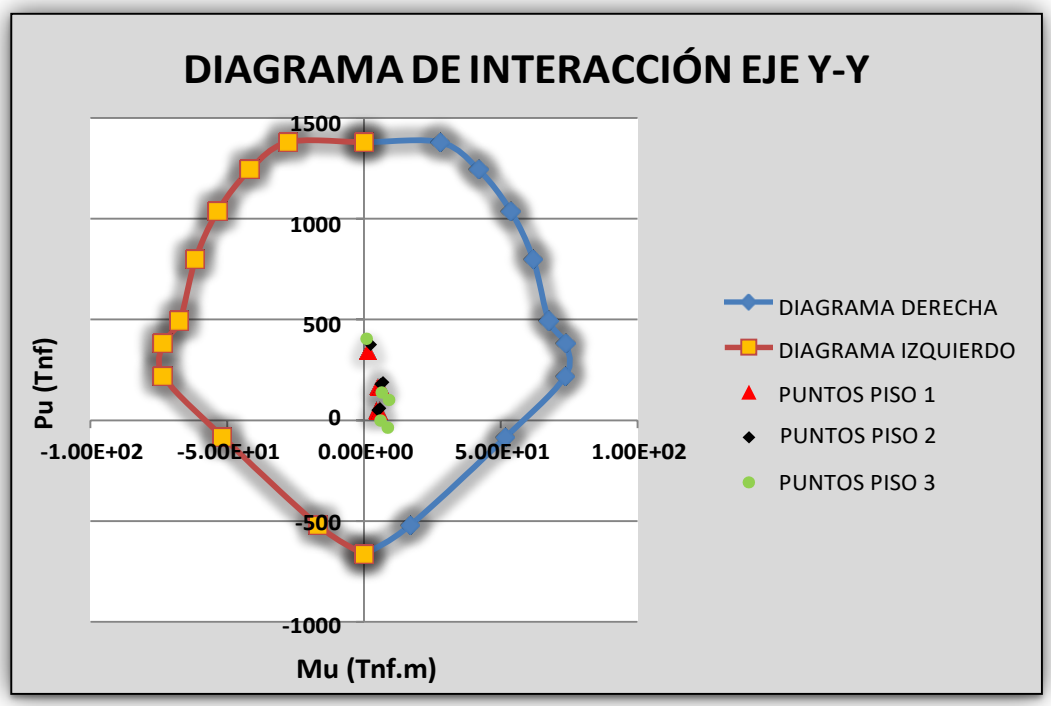


Figura 158 Diagrama de Interacción Eje Y-Y
Fuente: Propio

ACERO EN LA PANTALLA DE LA PLACA P5

Se procede a diseñar el acero de refuerzo en la placa P5.

Cumpliendo con el RNE – E060 ítem 21.9.5.3 el cortante de diseño se calcula con la siguiente formula:

$$V_u \geq V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Dónde:

V_u = Cortante ultimo de diseño

V_{ua}= Cortante actuante en la placa

M_{ur} = Momento nominal de la sección asociado a Pu, obtenido con el refuerzo realmente colocado.

M_{ua} = Momento ultimo proveniente del análisis

Story	Pier	Load case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				(Tnf)	(Tnf)	(Tnf)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	(Tnf.m)
1	PLACA P5	COMBINACION 1	Bottom	-347.0478	-13.8625	1.7154	2.8405	1.4962	-24.1112
		COMBINACION 2		-169.0319	50.7878	4.4594	7.7202	5.3428	302.8021
		COMBINACION 3		-167.7655	34.8244	5.0545	8.0043	6.1406	215.4964
		COMBINACION 4		-50.1595	55.9971	3.764	6.5697	4.7311	312.1877
		COMBINACION 5		-48.8931	40.0337	4.3591	6.8538	5.5289	224.882

Tabla Nº 123 Acero en la Planta de la Placa P5
Fuente: Propia

El cortante último V2 de primer nivel es:

$$V_{ua} = 56\ Tnf$$

Dibujando el grafico y reemplazando en la formula se tiene:

$$V_u \geq \frac{56\ x\ \frac{\frac{90}{0.7}}{312.19}}{0.85}$$

$$V_u = 298.46\ Tnf$$

La resistencia del concreto al cortante es:

$$V_c = 0.53\sqrt{F'c}\ x\ t\ x\ d$$

Donde el peralte efectivo de la sección se estima de la siguiente manera:

$$d = 0.80\ x\ 330 = 264\ cm$$

Entonces:

$$V_c = 0.53\sqrt{280}\ x\ 25\ x\ 264$$

$$V_c = 58.53\ Tnf$$

La cortante que absorberá el acero es:

$$V_s = 298.46 - 58.53$$

$$V_s = 239.93\ Tnf$$

Control de corte para refuerzo

$$V_{control} = 0.27\sqrt{F'c}\ x\ t\ x\ L$$

$$V_{control} = 0.27\sqrt{280}\ x\ 25x\ 330$$

$$V_{control} = 37.27\ Tnf$$

Como:

$$V_u(298.46\ Tnf) > V_{control}(37.27)$$

El cálculo de la cuantía horizontal será:

$$p_h = \frac{V_s}{A_{cw}\ x\ Fy}$$

$$p_h = \frac{239.93\ x\ 1000}{25\ x\ 330\ x\ 4200}$$

$$p_h = 0.0069$$

El refuerzo horizontal con acero de 5/8'' será el mínimo de:

$$S_1 = \frac{2\ x\ A_s}{t\ x\ \rho_h}$$

$$S_1 = \frac{2\ x\ 1.98}{25\ x\ 0.0069} = 22.96\ \ cm$$

$$S_2 = 3t$$

$$S_2 = 3(25) = 75\ cm$$

2Ø5/8'' @ 20.00 cm

Ahora se procede a verificar si se cumple que la cortante de diseño sea menor a la cortante última que puede resistir la placa.

$$V_u \leq 2.6\sqrt{F'c}\ x\ L\ x\ t$$

$$298.46 \leq 2.6\sqrt{280}\ x\ 330\ x\ 25$$

$$298.46\ Tnf \leq 358.93\ Tnf\ \boldsymbol{OK}!!$$

Ahora el refuerzo vertical no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5\ (2.5 - \frac{h_m}{l_m})\ (p_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Pero no necesita ser mayor que el valor de la cuantía para el acero horizontal.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - 17.21)(0.0069 - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025$$

El refuerzo vertical con acero de 1/2'' será el mínimo de:

$$S_1 = \frac{2\ x\ A_s}{t\ \ x\ \rho_v}$$

$$S_1 = \frac{2\ x\ 1.27}{25\ x\ 0.0025} = 40.64\ cm$$

$$S_2 = 3t$$

$$S_2 = 3(25) = 75\ cm$$

Según calculo, el acero vertical debe ser de 1/2'' cada 40cm, pero recordar que ya se había propuesto un acero vertical para poder hallar el diagrama de interacción, por ende se mantiene el que menor distancia posee, siendo:

2	**Ø 1/2"**	**@**	25	cm

El cálculo de los estribos será cumpliendo con el ACI 318-14 y teniendo como experiencia el sismo de Concepción en Chile, que causo el fallo de muchas edificaciones en sus placas de concreto armado.

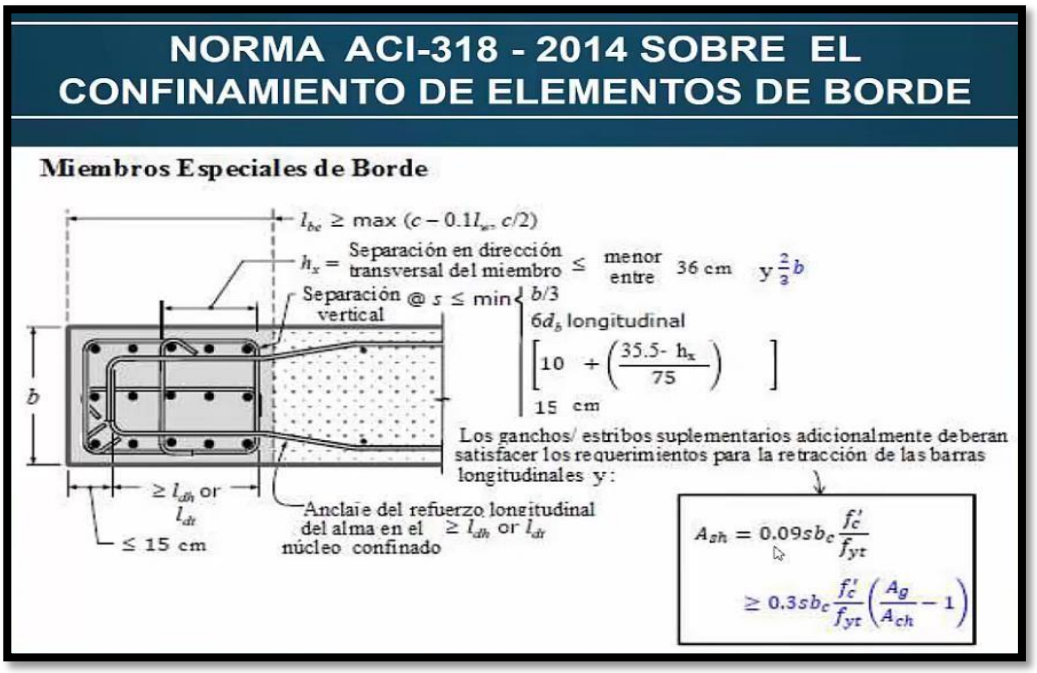


Figura 159 Confinamiento de Elementos de Borde
Fuente: Norma ACI-318-2014

Teniendo como estribos:

a (m)	b (m)	As 1	Diametro 1	As 2	Diametro 2	Estribos (cm)	h zona confinada (m)
0.50	0.25	4 Ø 1 3/8"	9.58	4 Ø 1 1/4"	7.92	Ø 3/8" @ 8.00	3.3

Tabla Nº 124 Cuantía de Estribos
Fuente: Propia

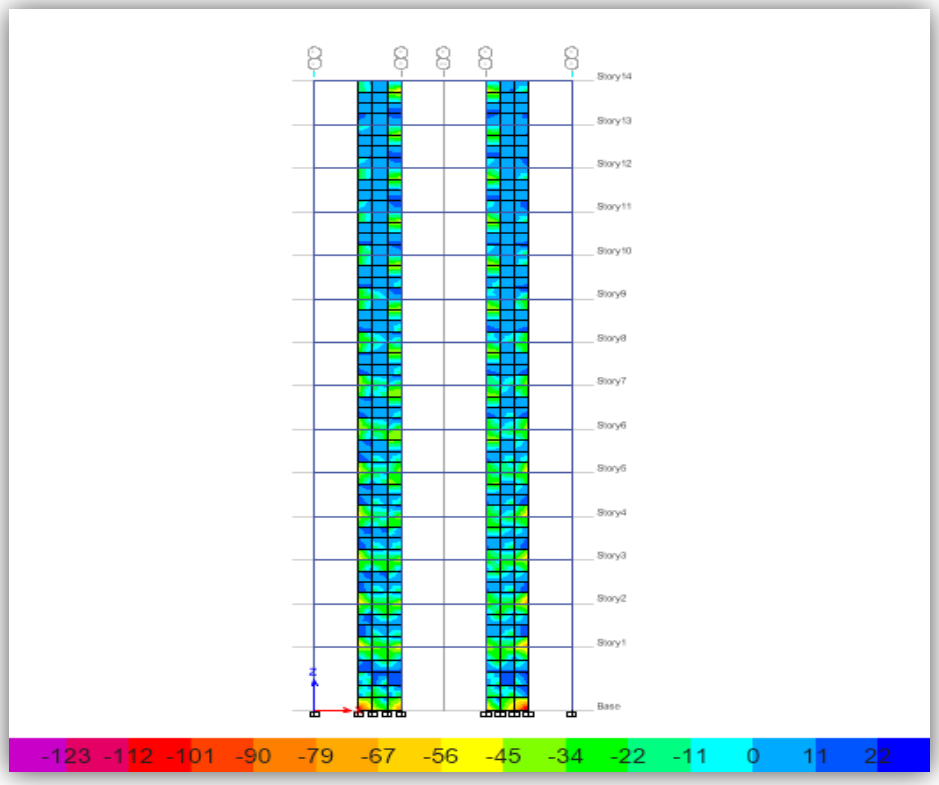


Figura 160 Esfuerzos en las Placas Confinadas
Fuente: Propia

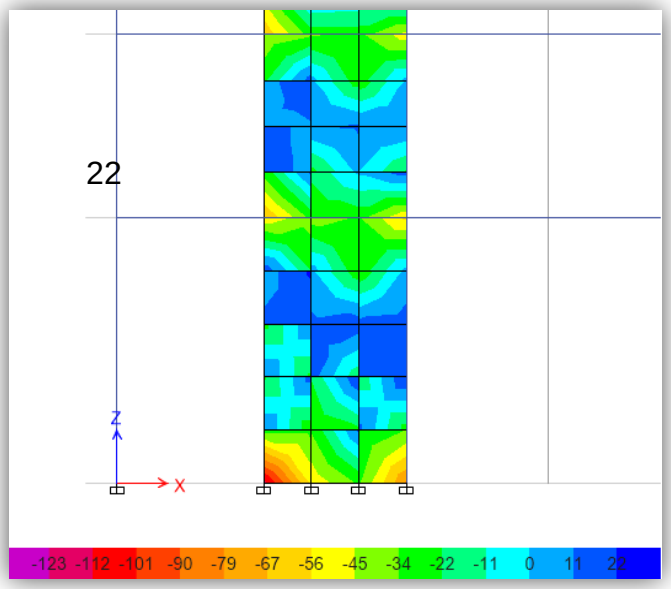


Figura 161 Detalle de Esfuerzos en Placas
Fuente: Propia

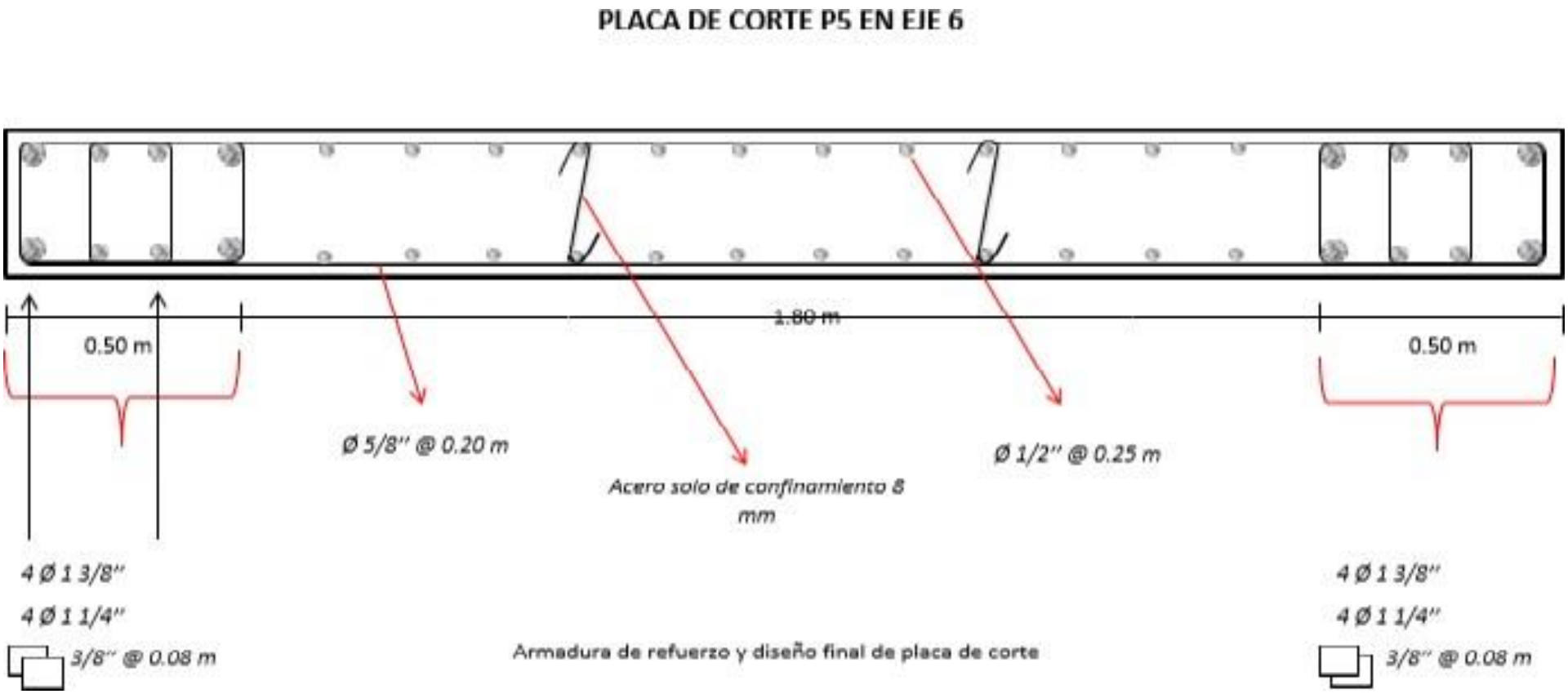


Figura 162 Placa de corte P5 en eje 6
Fuente: Propia

ANEXO N° 3: CALCULO DEL DISIPADOR

Propiedades del Disipador en X-X

PISO	MODO	Desplazamiento modal - portico (m)	Desplazamiento modal relativo - portico (m)
14	1	0.5607	0.0376
13	1	0.5231	0.0398
12	1	0.4833	0.0425
11	1	0.4408	0.0449
10	1	0.3959	0.0463
9	1	0.3496	0.0477
8	1	0.3019	0.0482
7	1	0.2536	0.0477
6	1	0.2059	0.0458
5	1	0.1601	0.0423
4	1	0.1178	0.0388
3	1	0.0790	0.0335
2	1	0.0455	0.0263
1	1	0.0192	-

Piso	Masa (Tn.seg2/m)	Peso Sísmico (Tn)
15	52.224	512.139
14	75.022	735.965
13	75.022	735.965
12	75.022	735.965
11	75.022	735.965
10	77.286	758.175
9	79.842	783.253
8	79.842	783.253
7	79.842	783.253
6	79.842	783.253
5	107.167	1051.304
4	111.622	1095.011
3	133.712	1311.714
2	134.361	1318.077
1	140.545	1378.751
	TOTAL	**13502.039**

PISO	MODO	Φi
14	1	0.5607
13	1	0.5231
12	1	0.4833
11	1	0.4408
10	1	0.3959
9	1	0.3496
8	1	0.3019
7	1	0.2536
6	1	0.2059
5	1	0.1601
4	1	0.1178
3	1	0.0790
2	1	0.0455
1	1	0.0192

PISO	MODO	Nudo 8	Nudo 11	Φrj
14	1	-	0.560686	0.0376
13	1	0.523055	0.523055	0.0398
12	1	0.483258	0.483258	0.0425
11	1	0.4408	0.4408	0.0449
10	1	0.395868	0.395868	0.0463
9	1	0.349566	0.349566	0.0477
8	1	0.301889	0.301889	0.0482
7	1	0.253649	0.253649	0.0477
6	1	0.205906	0.205906	0.0458
5	1	0.160059	0.160059	0.0423
4	1	0.117781	0.117781	0.0388
3	1	0.079015	0.079015	0.0335
2	1	0.045487	0.045487	0.0263
1	1	0.019179	0	0.0000

NIVEL	MODO	Desplazamiento modal 1 en portico	Desplazamiento modal 1 relativo en
14	1	0.560686	0.037631
13	1	0.523055	0.039797
12	1	0.483258	0.042458
11	1	0.4408	0.044932
10	1	0.395868	0.046302
9	1	0.349566	0.047677
8	1	0.301889	**0.04824**
7	1	0.253649	0.047743
6	1	0.205906	0.045847
5	1	0.160059	0.042278
4	1	0.117781	0.038766
3	1	0.079015	0.033528
2	1	0.045487	0.026308
1	1	0.019179	0.019179

Propiedades del Disipador en Y-Y

PISO	MODO	Desplazamiento modal - portico (m)	Desplazamiento modal relativo - portico (m)
14	1	0.392468	0.0295
13	1	0.36294	0.0309
12	1	0.332011	0.0323
11	1	0.299665	0.0336
10	1	0.26608	0.0341
9	1	0.232009	0.0344
8	1	0.197585	0.0341
7	1	0.163502	0.0329
6	1	0.130591	0.0308
5	1	0.099835	0.0271
4	1	0.072766	0.0223
3	1	0.050484	0.0203
2	1	0.030188	0.0168
1	1	0.013397	-

Piso	Masa (Tn.seg2/m)	Peso Sísmico (Tn)
15	52.224	512.139
14	75.022	735.965
13	75.022	735.965
12	75.022	735.965
11	75.022	735.965
10	77.286	758.175
9	79.842	783.253
8	79.842	783.253
7	79.842	783.253
6	79.842	783.253
5	107.167	1051.304
4	111.622	1095.011
3	133.712	1311.714
2	134.361	1318.077
1	140.545	1378.751
	TOTAL	**13502.039**

PISO	MODO	Φi
14	1	0.3925
13	1	0.3629
12	1	0.3320
11	1	0.2997
10	1	0.2661
9	1	0.2320
8	1	0.1976
7	1	0.1635
6	1	0.1306
5	1	0.0998
4	1	0.0728
3	1	0.0505
2	1	0.0302
1	1	0.0134

PISO	MODO	Nudo 9	Nudo 54	Φrj
14	1	-	0.392468	0.0295
13	1	0.36294	0.36294	0.0309
12	1	0.332011	0.332011	0.0323
11	1	0.299665	0.299665	0.0336
10	1	0.26608	0.26608	0.0341
9	1	0.232009	0.232009	0.0344
8	1	0.197585	0.197585	0.0341
7	1	0.163502	0.163502	0.0329
6	1	0.130591	0.130591	0.0308
5	1	0.099835	0.099835	0.0271
4	1	0.072766	0.072766	0.0223
3	1	0.050484	0.050484	0.0203
2	1	0.030188	0.030188	0.0168
1	1	0.013397	0.013397	-

NIVEL	MODO	Desplazamiento modal 2 en portico (m)	Desplazamiento modal 2 relativo en portico (m)
14	2	0.392468	0.029528
13	2	0.36294	0.030929
12	2	0.332011	0.032346
11	2	0.299665	0.033585
10	2	0.26608	0.034071
9	2	0.232009	**0.034424**
8	2	0.197585	0.034083
7	2	0.163502	0.032911
6	2	0.130591	0.030756
5	2	0.099835	0.027069
4	2	0.072766	0.022282
3	2	0.050484	0.020296
2	2	0.030188	0.016791
1	2	0.013397	0.013397

Coeficiente de Amortiguamiento en X-X

MODO FUNDAMENTAL MAXIMO

T = 1.393 SEG.

EJE X	50.73

PISO	MASA (Tn.Seg2/m)	COS θ	cosθ^(1+α) * Φrj^(1+α)	m * Φi^2
14	42.96	0.633	0.0037	13.505
13	56.00	0.633	0.0040	15.320
12	56.00	0.633	0.0044	13.077
11	56.00	0.633	0.0048	10.880
10	56.75	0.633	0.0050	8.893
9	57.68	0.633	0.0052	7.048
8	57.68	0.633	0.0053	5.257
7	57.68	0.633	0.0053	3.711
6	57.68	0.633	0.0049	2.445
5	59.40	0.633	0.0044	1.522
4	61.40	0.633	0.0038	0.852
3	61.40	0.633	0.0031	0.383
2	56.42	0.633	0.0021	0.117
1	61.60	0.633	0.0000	0.023
			0.056131301	**83.03334**

PISO	Φi	Φrj
14	0.561	0.0376
13	0.523	0.0398
12	0.483	0.0425
11	0.441	0.0449
10	0.396	0.0463
9	0.350	0.0477
8	0.302	0.0482
7	0.254	0.0477
6	0.206	0.0458
5	0.160	0.0423
4	0.118	0.0388
3	0.079	0.0335
2	0.045	0.0263
1	0.019	0.0000

α	0.5	
beff	31.33	
binh	5	
bH	26.33	
t	1.393	seg
ω^(2-α)	9.579506312	
A^(1-α)	0.308107124	
λ	3.5	

FRECUENCIA=FREC.ANG./2*PI()	4.5105
FRECUENCIA=1/T	0.72

A(Amplitud)	0.095

Σ C	2063.74
# Disipadores por piso	4
C (Coef. Amortiguamiento)	515.935

Este es coeficiente de amortiguamiento que deben tener los disipadores de energía para lograr un amortiguamiento de 20 - 40 % en la estructura en estudio

NIVEL	MASA
14	42.95769
13	55.99692
12	55.99692
11	55.99692
10	56.74824
9	57.68018
8	57.68018
7	57.68018
6	57.68018
5	59.39967
4	61.39668
3	61.39668
2	56.41926
1	61.59727

Coeficiente de Amortiguamiento en Y-Y

MODO FUNDAMENTAL MAXIMO

T = 1.152 SEG.

EJE Y	49.18

PISO	MASA (Tn.Seg2/m)	COS θ	cosθ^(1+α) * Φrj^(1+α)	m * Φi^2
14	42.96	0.654	0.0027	6.617
13	56.00	0.654	0.0029	7.376
12	56.00	0.654	0.0031	6.173
11	56.00	0.654	0.0033	5.028
10	56.75	0.654	0.0033	4.018
9	57.68	0.654	0.0034	3.105
8	57.68	0.654	0.0033	2.252
7	57.68	0.654	0.0032	1.542
6	57.68	0.654	0.0029	0.984
5	59.40	0.654	0.0024	0.592
4	61.40	0.654	0.0018	0.325
3	61.40	0.654	0.0015	0.156
2	56.42	0.654	0.0011	0.051
1	61.60	0.654	0.0000	0.011
			0.034704544	**38.23018**

PISO	Φi	Φrj
14	0.392	0.0295
13	0.363	0.0309
12	0.332	0.0323
11	0.300	0.0336
10	0.266	0.0341
9	0.232	0.0344
8	0.198	0.0341
7	0.164	0.0329
6	0.131	0.0308
5	0.100	0.0271
4	0.073	0.0223
3	0.050	0.0203
2	0.030	0.0168
1	0.013	0.0000

w

α	0.5	
beff	25	
binh	5	
bH	20	
t	1.152	seg
ω^(2-α)	12.73770199	
A^(1-α)	0.254794034	
λ	3.5	

FRECUENCIA=FREC.ANG./2*PI()	5.4542
FRECUENCIA=1/T	0.87

A(Amplitud)	0.065

Σ C	1283.64
# Disipadores por piso	4
C (Coef. Amortiguamiento)	320.909

Este es coeficiente de amortiguamiento que deben tener los disipadores de energía para lograr un amortiguamiento de 20 - 40 % en la estructura en estudio

NIVEL	MASA
14	42.95769
13	55.99692
12	55.99692
11	55.99692
10	56.74824
9	57.68018
8	57.68018
7	57.68018
6	57.68018
5	59.39967
4	61.39668
3	61.39668
2	56.41926
1	61.59727

ANEXO n.° 3. Metrado

METRADO DE CARGA TRIBUTARIA FINAL EN COLUMNAS

CARGA MUERTA

ɣ CONCRETO	2.4 T/m3
LOSA MACIZA DE 20 CM	0.48 T/m2
LOSA ALIGERADA DE 30 CM	0.337 T/m2
TABIQUERIA	0.15 T/m2
ACABADOS	0.10 T/m2

CARGA VIVA

HOTEL 1-14 NIVEL	0.25 T/m2
AZOTEA	0.15 T/m2

COLUMNA CÉNTRICA

CARGA MUERTA	DIMENSIONES				CARGA	PISOS	PESO
	b(m)	h(m)	l(m)	area(m2)	(Tn/m2/m3)	Und	(Tn)
LOSA MACIZA	-	-	-	-	-	-	-
LOSA ALIGERADA	-	-	-	43.74	0.337	13	191.62494
VIGA X	0.30	0.60	6.00	-	2.4	14	36.288
VIGA Y	0.30	0.60	6.42		2.4	14	38.82816
ACABADOS	-	-	-	43.74	0.10	13	56.862
TABIQUERIA	-	-	-	43.74	0.15	14	91.854
COLUMNAS 2 al 14 NIVEL	0.6	0.6	4	-	2.4	14	48.384
COLUMNAS 1 NIVEL	0.6	0.6	4.8	-	2.4	14	58.0608
PARAPETO X	-	-	-	-	-	-	-

PARAPETO Y	-	-	-	-	-	-	-
						TOTAL WD	521.90

CARGA VIVA		DIMENSIONES			CARGA	PISOS	PESO
	b(m)	h(m)	l(m)	area(m2)	(Tn/m2)	Und	(Tn)
HOTEL CASANA	-	-	-	43.74	0.25	13	142.155
AZOTEA	-	-	-	43.74	0.15	1	6.561
						TOTAL WL	148.716

PESO TRIBUTARIO	**670.62**	**TN**

COLUMNA EXCÉNTRICA

CARGA MUERTA	DIMENSIONES				CARGA	PISOS	PESO
	b(m)	h(m)	l(m)	area(m2)	(Tn/m2/m3)	Und	(Tn)
LOSA MACIZA	-	-	-	-	-	-	-
LOSA ALIGERADA	-	-	-	24.45	0.337	13	107.11545
VIGA X	0.30	0.60	3.35	-	2.4	14	20.2608
VIGA Y	0.30	0.60	6.42	-	2.4	14	38.82816
ACABADOS	-	-	-	24.45	0.10	13	31.785
TABIQUERIA	-	-	-	24.45	0.15	14	51.345
COLUMNAS 2 al 14 NIVEL	0.55	0.55	4	-	2.4	14	40.656
COLUMNAS 1 NIVEL	0.55	0.55	4.8	-	2.4	14	48.7872
PARAPETO X	-	-	-	-	-	-	-
PARAPETO Y	0.13	1	6.42	-	1.6	1	1.33536
						TOTAL WD	340.113

CARGA VIVA		DIMENSIONES			CARGA	PISOS	PESO
	b(m)	h(m)	l(m)	area(m2)	(Tn/m2)	Und	(Tn)
HOTEL CASANA	-	-	-	24.45	0.25	13	79.4625
AZOTEA	-	-	-	24.45	0.15	1	3.6675
						TOTAL WL	83.13

PESO TRIBUTARIO	**423.24**	**TN**

COLUMNA ESQUINADA

CARGA MUERTA	DIMENSIONES				CARGA	PISOS	PESO
	b(m)	h(m)	l(m)	area(m2)	(Tn/m2/m3)	Und	(Tn)
LOSA MACIZA	-	-	-	-	-	-	-
LOSA ALIGERADA	-	-	-	11.47	0.337	13	50.25007
VIGA X	0.30	0.60	3.51	-	2.4	14	21.22848
VIGA Y	0.30	0.60	2.85	-	2.4	14	17.2368
ACABADOS	-	-	-	11.47	0.10	13	14.911
TABIQUERIA	-	-	-	11.47	0.15	14	24.087
COLUMNAS 2 al 14 NIVEL	0.5	0.5	4	-	2.4	14	33.6
COLUMNAS 1 NIVEL	0.5	0.5	4.8	-	2.4	14	40.32
PARAPETO X	0.13	1	3.51	-	1.6	1	0.73008
PARAPETO Y	0.13	1	2.85	-	1.6	1	0.5928
						TOTAL WD	202.956

CARGA VIVA	DIMENSIONES				CARGA	PISOS	PESO
	b(m)	h(m)	l(m)	area(m2)	(Tn/m2)	Und	(Tn)
HOTEL CASANA	-	-	-	11.47	0.25	13	37.2775
AZOTEA	-	-	-	11.47	0.15	1	1.7205
						TOTAL WL	38.998

PESO TRIBUTARIO	241.95	TN

PRE-DIMENSIONAMIENTO FINAL DE COLUMNAS

COLUMNA CENTRADA

$$Acol = \frac{Pservicio}{0.45 * f´c}$$

Donde:

Pservicio = Peso de carga tributaria de columnas (Wt)

COLUMNA EXCENTRICA Y ESQUINADA

$$Acol = \frac{Pservicio}{0.35 * f´c}$$

Area minima	1000 cm2

COLUMNA	Pservicio (Tn)	F´c (Tn/cm2)	Área de Columna (cm2)	Área de Diseño (cm2)	Lado predimensionado X (cm)	Lado predimensionado Y (cm)	Área Oficial (cm2)	
A1	670.62	0.28	5322.364	5322.36	80	80	6400	Del 1ro al 5to nivel
A2	423.24	0.28	4318.806	4318.81	60	80	4800	Del 1ro al 5to nivel
A3	241.95	0.28	2468.921	2468.92	60	80	4800	Del 1ro al 5to nivel

LEYENDA	
COLUMNA CÉNTRICA	
COLUMNA EXCÉNTRICA	
COLUMNA ESQUINADA	

NOTA: Por teoría de investigadores y experiencia sísmica se generó mayor rigidez a la estructura para prevenir fallo por torsión aumentando el área de las columnas esquineras igual a las excéntricas, logrando uniformidad perimetral.

NOTA: Cabe indicar que para pasar por masa participativa y tener los desplazamientos en los ejes correctos debido al análisis sísmico dinámico se aumentó el área de las columnas a las necesarias